



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MARKO PELTOMÄKI
KALLIORAKENTEEN LUJITTAMINEN PULTITUSTA KÄYTTÄEN

Kandidaattityö

Tarkastaja: Kari Pylkkänen
2. helmikuuta 2018

TIIVISTELMÄ

MARKO PELTOMÄKI: Kalliorakenteen lujittaminen pulttista käyttäen
Työn englanninkielinen nimi: Rock mass strengthening using rock bolts
Tampereen teknillinen yliopisto
Kandidaattityö, 52 sivua
Helmikuu 2018
Rakennustekniikan tekniikan kandidaatti tutkinto-ohjelma
Pääaine: Yhdyskuntatekniikka
Tarkastaja: Kari Pylkkänen

Avainsanat: Kalliorakentaminen, kalliopultti, lujitus, heikkousvyöhyke, kallion rakoilu

Tässä kandidaattityössä käydään lävitse kalliorakenteen lujittamista kalliopultituksen keinoin. Pulttista käsitellään niin käytännön toteutuksen, asennuksen, mitoituksen kuin kalliomekaanisen toiminnankin kannalta. Lisäksi esitellään Suomen kalliooperan erityispiirteitä sekä tutustutaan lyhyesti muihin kalliopultituksen kassa käytettyihin lujitustapoihin.

Pultituksella pyritään takaamaan kalliotilan käytön turvallisuus sekä pysyvyys. Kyseessä on yleisin kalliorakenteiden lujitustapa joka on käytössä ympäri maailman. Pultituksessa irralliset kalliolohkareet sidotaan mekaanisesti toisiinsa, jolloin syntyy staattisesti pysyvä ja kuormaa kantava yhtenäinen rakenne.

Pultitus jaetaan toiminnaltaan aktiiviseen ja passiiviseen pulttituentaan. Aktiivisessa pulttituennassa pultit ovat esijännitettyjä, jolloin ne puristavat kalliolohkareita toisiinsa. Vastaavasti passiivisessa pulttituennassa pultista tulee aktiivinen, eli kantava, vasta kallion liikehdinnän seurauksena.

Pultin tuentavaikutus perustuu pultin kalliomassan väliseen kontaktivoimaan joka muodostuu pultin vaipan ja kiven välisestä kitkasta tai pultin ankkurin tukivoimasta. Kalliopultit yleensä juotetaan sementtilaastilla (lukuun ottamatta kitkapultteja) jolloin saadaan parannettua niiden korroosiokestävyyttä ja luotua tartuntavoima kallion ja pultin välille.

Kalliomassan ominaisuuksilla on ratkaiseva merkitys tarvittavan lujituksen mitoituksessa. Rikkonaisessa kalliossa lujituksen tarve on suurempaa ja toteutus haasteellisempaa. Lisäksi mm. kallion jännitystila ja kalliovesi luovat omat haasteensa lujitustöille.

Suomessa pultituksen mitoitus yleensä toteutetaan käyttäen kokemuseräistä kallion Q-lukua, mutta tarvittaessa teoreettiset laskennat voidaan suorittaa myös kalliomekaniikkaa käyttäen. Kalliomassan käyttäytymisen mallintamisessa käytetään nykyisin elementtimenetelmään perustuvia laskentaohjelmistoja.

ALKUSANAT

Tämä opinnäytetyö on laadittu Tampereen teknilliseen yliopistoon kevään ja syksyn 2017 aikana. Työn tarkastajana ja ohjaajana on toiminut Kari Pylkkänen. Haluaisin kiittää ohjauksesta ja opastuksesta kaikkia opinnäytetyön teossa auttaneita TTY:n henkilökuntaan kuuluvia, erityisesti kevään 2017 kandityöseminaarin vastuuhenkilöä Minna Leppästä sekä työni ohjaajaa Kari Pylkkästä, jonka innostamana olen päätenyt syventymään kalliomekaniikkaan.

Tampereelta, 2.2.2018

Marko Peltomäki

SISÄLLYSLUETTELO

| | |
|--|----|
| 1. JOHDANTO | 1 |
| 2. KALLIOPERÄ..... | 2 |
| 2.1 Suomen kallioperä..... | 2 |
| 2.2 Kallioperän rakenne | 4 |
| 2.3 Kallion rakoilu..... | 4 |
| 2.4 Kiviaineksen rapautuminen | 8 |
| 2.5 Kallion jännitystila | 10 |
| 2.5.1 Suomen kallioperän jännitystila..... | 10 |
| 2.5.2 Jännitystilan mittaus | 11 |
| 3. PULTITUS..... | 13 |
| 3.1 Erilaiset pulttityypit..... | 13 |
| 3.2 Pultituksen asennus | 18 |
| 3.3 Pultituksen korroosiosuojaus..... | 20 |
| 3.4 Pultituksessa käytettävä kalusto | 21 |
| 4. MUUT LUJITUSTAVAT..... | 22 |
| 4.1 Ruiskubetonointi | 22 |
| 4.2 Tukirakenteet..... | 23 |
| 4.3 Tilapäiset tuentamenetelmät..... | 23 |
| 5. LUJITUKSEN MITOITUS..... | 26 |
| 5.1 Kallion RG-luokitus | 26 |
| 5.2 Kallion Q-luokitus | 29 |
| 5.3 Pultituksen mitoitus..... | 31 |
| 6. LASKENNALLISET ESIMERKIT..... | 35 |
| 6.1 Kallioleikkauksen pultitus | 35 |
| 6.2 Tunnelin katon pultitus..... | 42 |
| 7. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTELMÄT | 46 |
| LÄHTEET..... | 49 |

1. JOHDANTO

Kalliorakentamisessa suurimpia haasteita tuottaa maanalaisten tilojen tiivistämisen ohella rikkonaisen kalliomassan lujittaminen. Kalliomassan lujituksella tarkoitetaan ympäröivän kivi- ja maa-aineksen tukemista erilaisin teknisin keinoin, aikaansaaden näin staattisesti vakaan ja pysyvän rakenteen.

Tämä opinnäytetyö on tehty Tampereen teknilliseen yliopistoon kandidaattityönä keväällä 2017. Tässä raportissa tarkastellaan kalliorakenteen lujittamista kalliopulttista käyttäen sekä paneudutaan tarkemmin pultituksen optimaaliseen mitoitukseen ja siihen vaikuttaviin tekijöihin. Opinnäytetyö on toteutettu kirjallisuustutkimuksena.

Kalliorakentaminen on lisääntynyt rakennuskannan tiivistyessä. Kun maanpäällistä tonttimaata ei ole enää käytettävissä, niin monesti maan alle rakentaminen on tällöin varteenotettava vaihtoehto. Kalliorakentamisen suosiota Suomessa lisää tilantarpeen ohella pääpiirteittäin eheä kalliomassa.

Kalliotilojen lujittamisen tarve tulee luonnollisesti lisääntymään kalliorakentamisen yleistyessä. Suomessa yleisimmin käytetty lujitustapa on kalliopultit, mistä johtuen tässä opinnäytetyössä tarkastellaan kallion lujittamista enemmän pultituksen kannalta, sekä sen mitoitukseen ja toimintaan vaikuttavia tekijöitä. Oikeaoppinen lujitus on kalliorakenteen kestävyys, tilan käytön turvallisuuden ja louhitun tilan pysyvyyden kannalta keskeinen tekijä.

Vaikka Suomen kallioperä on yleisesti ottaen laadultaan hyvää, niin kallioperässä voi silti esiintyä paikoin laajojakin ruhje- ja heikkousvyöhykkeitä. Näiden syntymekanismien ja ilmenemismuotojen tunteminen on kalliorakentamisen kannalta oleellista, joten opinnäytetyön alkupuoliskolla käydään lävitse Suomen kallioperää yleisellä tasolla sekä esitellään sen ominaispiirteitä.

Oikeaoppisen pultituksen toteutuksen kannalta on keskeistä tuntea yleisimmät pulttityypit sekä näiden toiminta ja asentaa pultit huolellisesti halutun kaltaisen tuentavaikutuksen aikaansaamiseksi. Opinnäytetyössä pultituksen mitoitusta tarkastellaan niin käytännön toteutuksen, kuin kalliomekaniikkaan pohjautuvan laskennallisen mitoituksen kannalta.

2. KALLIOPERÄ

Kallioperän rakennettavuuteen vaikuttavat muun muassa sen koostumus, eheys ja korkeusasema. Yleisesti ottaen Suomen kallioperä on kalliorakentamisen kannalta suotuisaa.

2.1 Suomen kallioperä

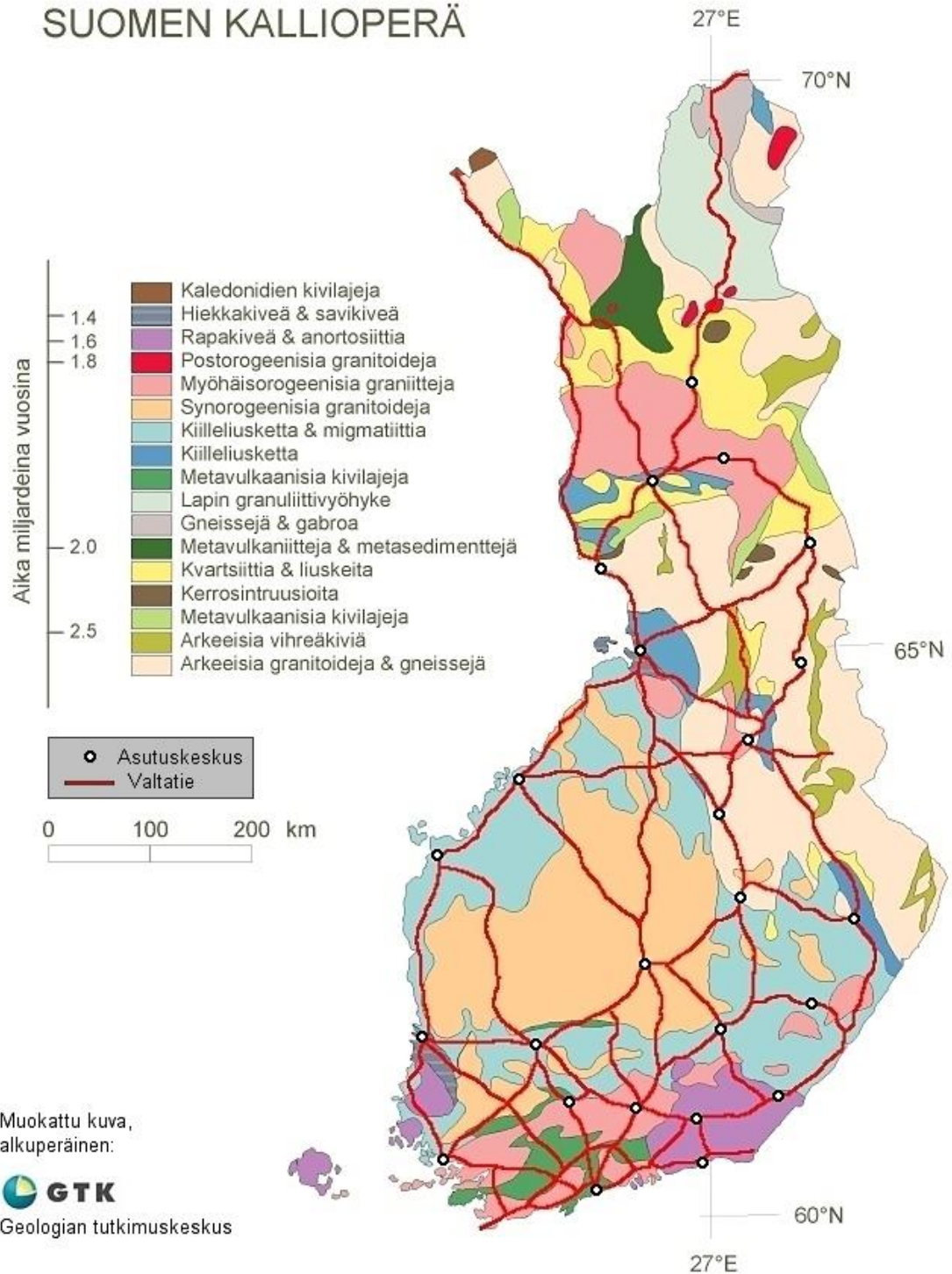
Yleispiirteiltään Suomen kallioperä on hyvin vahvaa ja helposti rakennettavaa. Iältään se on vanhaa ja kuuluu prekambriseen peruskallioalueeseen, joka muodostui noin 4 600–570 miljoonaa vuotta sitten. (Turunen 2017) Nykyisen tilansa se saavutti noin 3 000–1 400 miljoonaa vuotta sitten. Suomen kallioperä on vakainta ja vanhinta Euroopassa, ja lisäksi se on myös todettu koko Euroopan unionin paksuimmaksi, koska se paikoin jopa 230 km paksu kerros kiinteää kiviainesta.

Jääkaudet ovat osaltaan vaikuttaneet Suomen kallioperän pintaosien muokkautumiseen. Kilometrien paksuiset jäämassat ovat kuluttaneet ja mataloittaneet Suomen vuoret sekä kuljettaneet mukanaan irronnutta kiviainesta. Tämän vuoksi nykyistä kallioperää nuoremmat kiviainekset lienevät kulkeutuneen rajojen ulkopuolelle jäämassan kuljettamana. Jäämassan aiheuttaman kulumisen merkit ovat havaittavissa vielä nykyiselläänkin, ja onkin arvioitu viimeisimmän jääkauden kuluttaneen noin 7 m paksuisen kerroksen kallioainesta.

Suomen kallioperä kuuluu Fennoskandian kilpeen, joka on osa Fennosarmatian peruskalliokratoria. Kyseessä on yksi Euraasian mantereen vanhimpia osia, johon kuuluu Pohjois- ja Itä-Euroopan peruskallioalueet. Fennoskandian kilven luoteisraja on näkyvissä Kilpisjärvellä ja Ruotsissa, ja Norjassa kilpialue rajoittuu sitä nuorempaan kaledoniseen vuorijonoon. Eteläinen raja kulkee Suomenlahden ja Itämeren alla jatkuen kilven Itäiseen rajaan, joka kulkee Laatokan ja Äänisen kautta Vianmereen.

Fennoskandian kilven itä- ja pohjoisosat kuuluvat arkeeiseen kallioperään, joiden valtakivilajeina ovat gneissit ja migmatiitit. Lisäksi hajanaisia vihreäkivivyöhykkeitä esiintyy myös. Huomattava osa arkeeisesta kallioperästä sijaitsee Suomessa. Maamme keski- ja länsiosissa sijaitsee nuorempia metamorfisia ja magmakivilajeja, kuten graniitteja, kvartsiitteja, liuskeita, migmatiitteja ja vulkaniitteja. Lisäksi Lapissa tavataan laajahko granuliittikaarivyöhyke, joka on hyvin metamorfoitunutta kiviainesta. (Turunen 2017) Kuvassa 1 on esitetty Suomen kallioperän koostumus.

SUOMEN KALLIOPERÄ



Kuva 1. Suomen kallioperä (Turunen 2017)

2.2 Kallioperän rakenne

Kivimassan lujuuden kannalta on olennaista sen koostumus, mutta kalliomassan lujuutta arvioitaessa huomioon otettavia seikkoja on useampia. Kalliomassa ei ikinä ole täysin homogeenista ainesta, vaan siinä on laatu- ja lujuusvaihteluita. Kallion lujittamisen tarpeen arvioinnin kannalta olennaisinta on saada käsitys lujitettavan kalliomassan rikkonaisuudesta sekä kalliossa vaikuttavasta jännitystilasta. (Korhonen ym. 1974) Kalliomassan lujuuteen vaikuttavia seikkoja ovat

- kalliomassan kivilajien keskinäinen yhteenliittyminen
- kallion suuntaus eli poimuttuneisuus ja liuskeisuus
- kalliomassan mekaaninen rikkonaisuus (rakoilu, siirrokset, ruhjeet)
- kemiallinen rapautuneisuus
- kallioperän topografia.

Edellä esitetyt kallioperän ominaisuudet muodostavat sen geologisen rakenteen ja ovat seurausta kallioperän syntyprosessista, jännitystiloista ja veden vaikutuksesta.

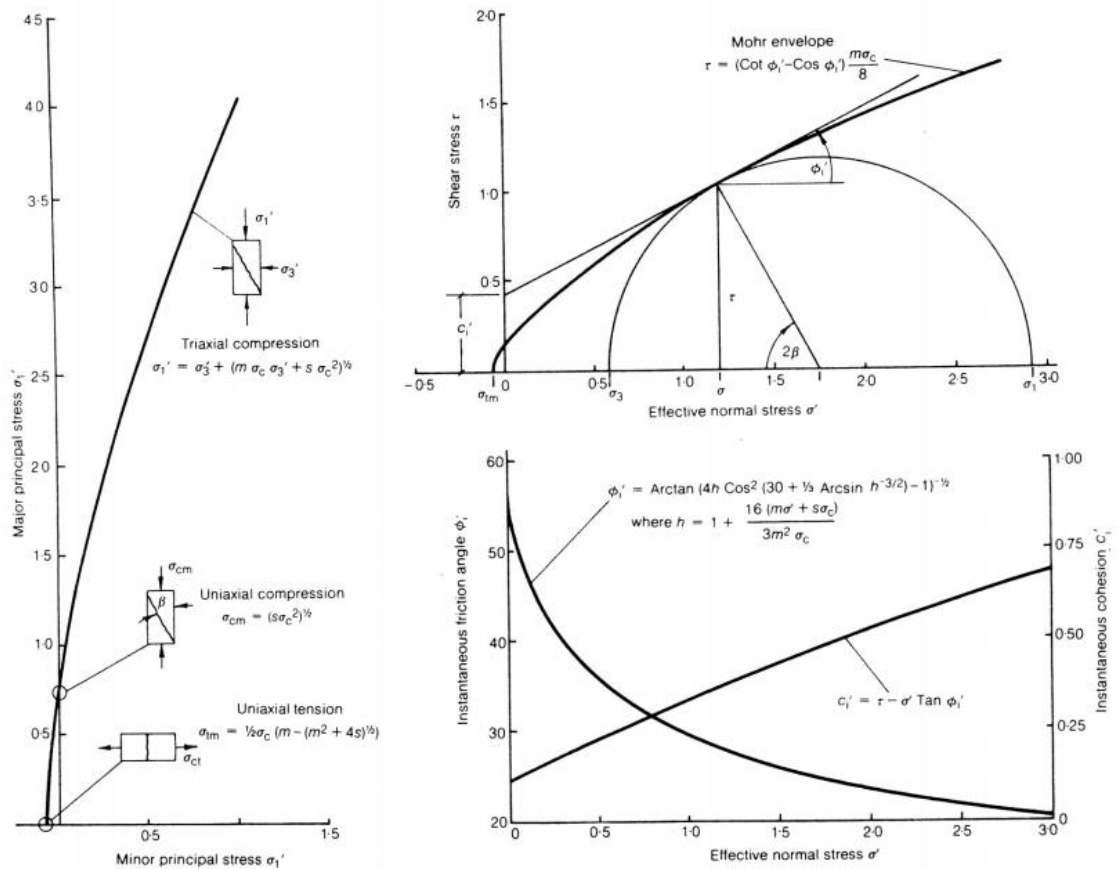
Liuskeisuus ja poimuttuneisuus kuvaavat kalliomassan suuntautuneisuutta ja kaartuneisuutta. Liuskeisuus tarkoittaa, että levymäiset ja pitkulaiset mineraalit ovat suuntautuneet lähes samaan tasosuuntaan. Liuskeisuuden kulku, eli suunta, ilmoitetaan poikkeamana pohjoissuunnasta ja vastaavasti sen kaade kulkusuuntaa vastaavan kohtisuoran kaltevuuden poikkeamana vaakatasosta.

Kalliomassan poimuttuneisuus taas tarkoittaa kalliossa alkuperäisenä olleen tai siihen myöhemmin kerrostuneen liuskeisuuden vääntymistä poimulle. Tämä tapahtuu kalliomassan liikehdinnän seurauksena. Poimuakseliksi nimitetään yksittäisen poimun harjan ja pohjan viivasuuntaa, joka on yleensä samansuuntainen kuin liuskeisuuspinnoilla esiintyvä viivaus.

Kalliomassan liuskeisuudella on huomattava vaikutus kallion lohkeamistaipumukseen ja vaikuttaa näin ollen lujitustarpeeseen. Liuskepinnalle muodostuu herkästi kallion jännitystilan vaikutuksesta leikkaushalkeamia, jotka taas pilkkovat kalliomassan mekaanisesti osiin muodostaen sortumariskin.

2.3 Kallion rakoilu

Kalliossa vallitsevan jännitystilan seurauksena kalliomassaan voi syntyä rakoilua. (RIL-1 1987) Raolla tarkoitetaan tasoa, joka jakaa kiven mekaanisesti kahteen osaan. Kallioon muodostuu rakoja, kun vallitseva jännitystila ylittää kiven veto- tai leikkauslujuuden. Kuvassa 2 on esitetty yhteenvetoa kivimassan murreksesta jännitystilan seurauksena



Kuva 2. Kiviaineksen leikkauslujuuden ja normaalijännityksen suhde murtotilassa (Hoek, 1983)

(Hoek 1983). Kiviaineksen normaalijännityksen ja leikkausjännityksien suhdetta murtotilassa voidaan kuvata Mohrin ympyrää käyttäen.

Vetolujuuden ylittymisen seurauksena syntyy tasopinnaltaan rosoisia veto- eli tensorirakojia. Tensoriaot ovat rapautumiselle alttiita niiden suuremman rakovälin takia, joka mahdollistaa veden kulkeutumisen kallioperään ja aiheuttaa näin ollen rakopinnoilla kemiallista rapautumista.

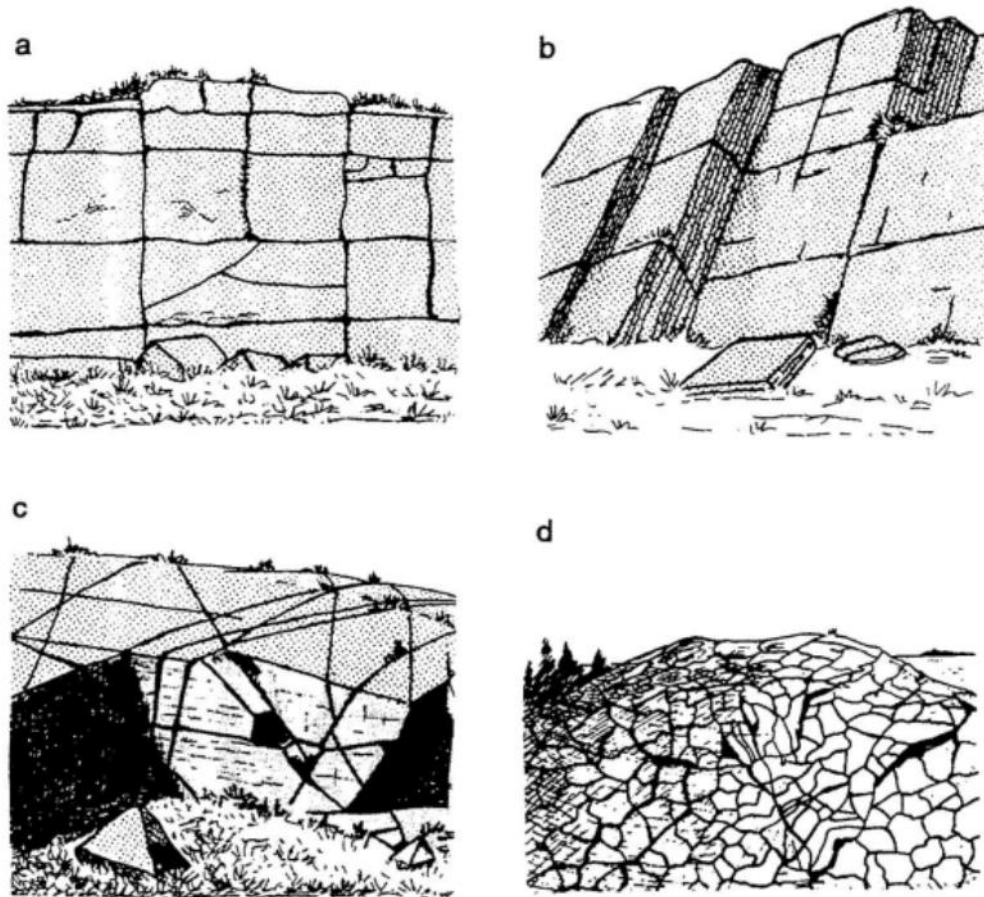
Vastaavasti leikkauslujuuden ylittymisen seurauksena kallioon muodostuu leikkausrakoa, kun kiveen kohdistuvan puristuksen tangentialinen komponentti ylittää kiven leikkauslujuuden. Tällöin kivi jakautuu kahteen irralliseen osaan, jotka pääsevät liukumaan toistensa ohi.

Leikkausraot ovat rakopinnoilta yleensä sileitä, ja rapautumattomassa kalliossa vastakkaiset rakopinnot ovat kiinni toisissaan. Kallion leikkausraoista osa kehittyvät siirroksiksi, eli niitä myöten kalliolohkot myöhemmin liikkuvat. Kalliomassan murtuessa laajemmin siirroksen yhteydessä voi syntyä ruhjevyöhyke.

Kallion rakoilu voidaan jakaa viiteen luokkaan sen syntymekanismin mukaan (RIL-1 1987):

1. Vuorenpoimutuksen aiheuttama plastinen muodonmuutos kivilajikerroksessa on vähäisempää kuin sen ympäröivien kivilajien.
2. Kalliossa vallitseva voimakas vaakajännitys aiheuttaa puristuspintaa vastaan kohtisuoran vetojännityksen. Kallion vetolujuuden ylittyessä seurauksena on pinnansuuntainen rakoilu. Tällaista vetorakoilua on erityisesti graniittimassiiveissa.
3. Magmakiviin syntyy vetohalkeamia kivilajin kiteytymisestä ja jäähtymisestä seuraavan kutistumisen seurauksena. Esimerkiksi basaltteihin ja diabaaseihin tällainen kutistumishalkeilu aiheuttaa kuusikulmaista pylväsrakoilua.
4. Kun siirroksissa syntyvät kalliolohkot liikkuvat toistensa suhteen, syntyy siirrostason molemmiin puoliin kalliolohkoihin sulkarakoilua. Kyseinen rakoilutyyppi on seurausta kalliolohkon särkymisestä siirroksen seurauksena, jolloin siirrostasoa kohtisuoraan syntyy kalliolohkon sisäänpäin suuntautuneita halkeamia.
5. Myös kallion pintaosiin voi aiheutua rakoilua muun muassa lämpötilanvaihteluiden, jäätyvän veden, suolojen kiteytymisen tai kasvien juurien tunkeutumisen seurauksena.

Kallion rakoilutyyppi on hyvin kivilajisidonnainen ominaisuus, mutta käytännössä kallion rakoilu voidaan jakaa kuutio-, laatta-, seka- ja kiilarakoiluun (RIL-1 1987). Nämä eri rakoilutypit on esitetty kuvassa 3.



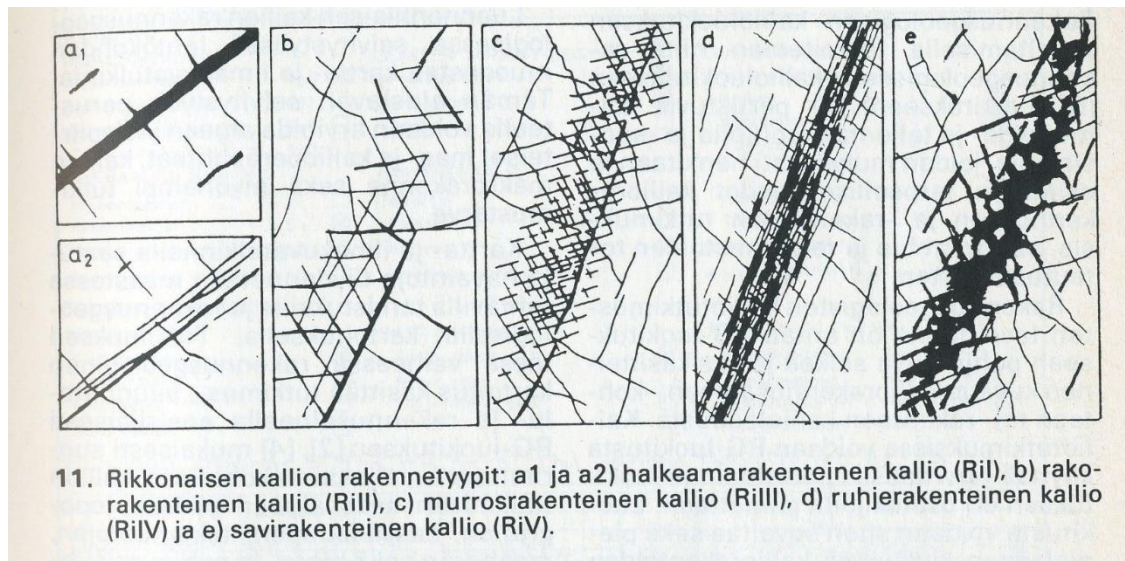
Kuva 3. Kallion rakoilu: a) Kuutiorakoilu b) Laattarakoilu c) Kiilarakoilu d) Sekarakoilu (Tielaitos 1994)

Rakotäytteet

Kallion raoissa on yleensä myös rakotäytteitä. Rakennusgeologisen kallioluokituksen mukaan täytteisiä rakoja ovat haarniskaraot, saviraot ja mururaot. Haarniskaraot ovat kallion siirrosliikuntojen seurauksena uurteiseksi tai sileäksi hioutuneita ja tavallisesti biotiittimineraalin rapautumistuotteena syntyvän vihertävän ja talkin vuoksi liukkaan oloisen kloriitin muodostaman ”haarniskamaisen” ohuen mineraalikerroksen peittämiä. (RIL-1 1987)

Saviraot ovat saviaineksen täyttämiä rakoja, joiden rakotäyte on enimmäkseen savimaista mineraaliainesta eli kalliosavea. Mururaot puolestaan ovat täytteisiä rakoja, joissa rakotäyte on savea karkearakeisempaa mineraaliainesta.

Rakotäytteet voivat olla syntyneet raoissa kulkevan veden mekaanisesti kerrostuneesta tai kemiallisesti saostuneesta aineksesta. Lisäksi rakotäytteitä muodostuu hydrotermisten liuosten uuttaessa rakopinnojen kiviainesta tai kiteyttäessä rakopinnoille mineraaliainesta. Rakotäytteet voivat myös muodostua ruhjoutuneessa kalliossa kemiallisen rapautumisen pehmentäneestä kiviaineksesta. Kallion erilaisia rakennetyyppejä on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Kallion rakennetyypit ja rakoilu Rakennusgeologisen kallioluokituksen mukaan (RIL-1 1987)

Rakentamisen kannalta haastavampia rakotäytteitä ovat saviraot, jotka sisältävät paisuvia smektiitti- eli montmorillonitiittimineraaleja. Näiden savimineraalien kiderakenteessa on negatiivisten varauksien ylijäämä, josta johtuen ne imevät rakennekerroksiensa väliin muun muassa vettä. Tämä aiheuttaa saven paisumisen, josta seuraa joko rakotäytteen pursuamista tai rakopaine. Syntynyt rakopaine on kalliotilojen rakentamisen kannalta ongelmallinen ominaisuus, sillä se voi aiheuttaa kallioon jännityksen muutoksia vielä vuosiakin louhinnan ja lujituksen jälkeen. (RIL-1 1987)

2.4 Kiviaineksen rapautuminen

Rapautumisella tarkoitetaan ilmiötä, jossa kiinteä ja terve kiviaines muuttuvat ulkoisten vaikutusten takia löyhäksi ja irtaimeksi massaksi. Rapautuminen voidaan käytännössä jakaa mekaaniseen ja kemialliseen rapautumiseen. Käytännössä nämä eivät yleensä ole toisistaan erillisiä prosesseja, vaan rapautuminen tapahtuu yleensä näiden yhteisvaikutuksena. (Niini ym. 2007) Näiden kahden lisäksi on vielä kolmas rapautumismuoto, biologinen rapautuminen, joka on yhdistelmä mekaanista ja kemiallista rapautumista.

Mekaaninen rapautuminen

Mekaanisella rapautumisella tarkoitetaan kiven fyysistä hienonemista mekaanisen rasituksen seurauksena. Tällaisia ovat muun muassa painovoiman, jännitystilän tai lämpötilamuutosten aiheuttamat kiven jännitysmuutokset. Useat rapautumistuotteet vaativat lähtötilannetta suuremman tilavuuden, joten rapautumisen seurauksena kiviaines voi myös paisua rikki. Mekaaninen rapautuminen voidaan jakaa neljään eri muotoon (Niini ym. 2007):

1. Hilseilyssä kalliopinnan kulumisen seurauksena kallion pystypaine vähenee, jolloin kallion sisässä syntyy likimain pintamyötäisiä kaarevia rakoja.
2. Suolujen kiteytymisellä tarkoitetaan rapautumisilmiötä, jossa kiviainekseen imeytynyt suolavesi haihtuu kuivana aikana aiheuttaen kiven rapautumista.
3. Lämpörapautuminen on seurausta lämpötilan voimakkaasta vaihtelusta ja tämän aiheuttamasta vuorottaisesta lämpölaajenemisesta ja kutistumisesta. Suomessa ilmiö on harvinainen.
4. Pakkasrapautuminen on seurausta kiven huokosissa ja raoissa jäätyvän veden laajenemisen aiheuttamasta paineesta. Pakkasrapautuminen on Suomessa yleisin rapautumismuoto.

Kemiallinen rapautuminen

Kemiallisella rapautumisella tarkoitetaan reaktioita kiviaineksen, ilmakehän ja veden välillä. Vedellä on hyvin keskeinen rooli kemiallisessa rapautumisessa. Käytännössä saatavissa olevan veden määrä, ominaisuudet ja virtaama kontrolloivat kemiallisen rapautumisen voimakkuutta kiviaineksessa. Myös kiviaineksen ominaispinta-ala vaikuttaa olennaisesti kemiallisen rapautumisen voimakkuuteen. Niinpä esimerkiksi mekaanisesti rikkonainen ruhjevöhykkeen kallio on yleensä myös kemiallisesti hyvin rapautunutta. (Niini ym. 2007)

Biologinen rapautuminen

Biologisella rapautumisella tarkoitetaan orgaanisten, lähinnä kasvien aiheuttamaa rapautumista kiviainekseen. Biologinen rapautuminen on hyvin pitkälti kemiallista, vaikkakin puun juurien tunkeutumisen aikaansaama mekaaninen rapautuminen on huomattavaa. Juurien tunkeutumisen seurauksena myös veden virtaama maassa tehostuu. Tällöin veden aiheuttama rapautuminen lisääntyy, sekä puun juuret myös lisäävät vesiliuoksen hiilidioksidipitoisuutta tehostaen kemiallista rapautumista. Myös orgaanisista jätteistä syntynyt humushappo lisää veden liukoisuuskkyä voimistaen kiviaineksen rapautumista. (Niini ym. 2007)

2.5 Kallion jännitystila

Kallion jännitystilalla tarkoitetaan kiviaineksessa vallitsevia puristus- ja vetojännityksiä. Vertikaaliset jännitykset syntyvät yleensä kivimassan omapainon seurauksena, kun taas horisontaaliset jännitykset ovat seurausta kivimassan elastisesta käyttäytymisestä (Wittke, 1990). Jännitys ei ole jakautunut kalliossa tasaisesti vaan se kasvaa syvyyden funktiona ja riippuu muun muassa ympäröivän kallion ehjyydestä.

2.5.1 Suomen kallioperän jännitystila

Suomen kallioperä on jännitysmittausten mukaan voimakkaassa vaakapuristuksessa. Jo 10–20 m syvyydellä kallion pinnasta suurin vaakapuristus on keskimäärin 5–10 MPa, vaikka esimerkiksi Helsingin alueella on tavattu tätäkin suurempia arvoja (suuruusluokkaa > 20 MPa). (Vuorimiesyhdistys 1981) Vaakajännitykset kasvavat syvemmälle mentäessä ja esimerkiksi 500 m syvyydessä vaakapuristus on noin 40 MPa, vastaten näin 1,5 km paksun kalliomassan painoa. Huomattavaa vaakasuuntaista jännityskenttää on selitetty laattatektoniikan sekä suurimittakaavaisten jäännösjännitysten avulla.

Kallion pystyjännitykset puolestaan kasvavat yleensä suoraan syvyyden lisääntyessä kallion omamassan mukaan. Toisin sanoen pystyjännitykset lisääntyvät noin 2,7 MPa jokaista 100 syvyysmetriä kohden, joka vastaa varsin hyvin kallion omapainoa. Vaikka Suomessa on mitattu paikoin myös normaalia korkeampia pystyjännityksen arvoja, niin silti lähes poikkeuksetta vaakajännitys σ_{H1} on yleensä vähintään samansuuruinen kuin pystyjännitys σ_v . Keskimääräinen vaakaj- ja pystyjännityksen suhde σ_{H1}/σ_v on yleensä luokkaa 2,0 – 2,5.

Suomessa vaakajännityksille ei ole saatu määrättyä yleissuuntaa, vaan jännitysten suunta määräytyy paikallisen kallioperän rakennegeologian mukaisesti. Kuitenkin usein vaakasuuntainen puristus on kohtisuoraan geologista kulkua vastaan. Pelkästään kallioperän geologisten ominaisuuksien perusteella jännitystilaa ei voida arvioida, joten ainoat luontevat tavat jännitystilän selvittämiseen ovat jännitystilamittaukset.

Voimakkaat vaakasuuntaiset jännitystilat luovat omat haasteensa kalliorakentamisessa, mutta joissain tapauksista niitä voidaan hyödyntää. Vaakajännitykset antavat esimerkiksi mahdollisuuden rakentaa matalia ja laakeita kalliotiloja. Kuitenkin korkeahkot vaakajännitykset (20 – 30 MPa) aiheuttavat ongelmia mm. kallioräiskeiden ja tilan muodonmuutoksien seurauksena. Näin ollen suunniteltavan kalliotilan muodolla ja suuntauksella on ratkaiseva merkitys tilan kalliomekaanisen toiminnan kannalta. (Vuorimiesyhdistys 1981)

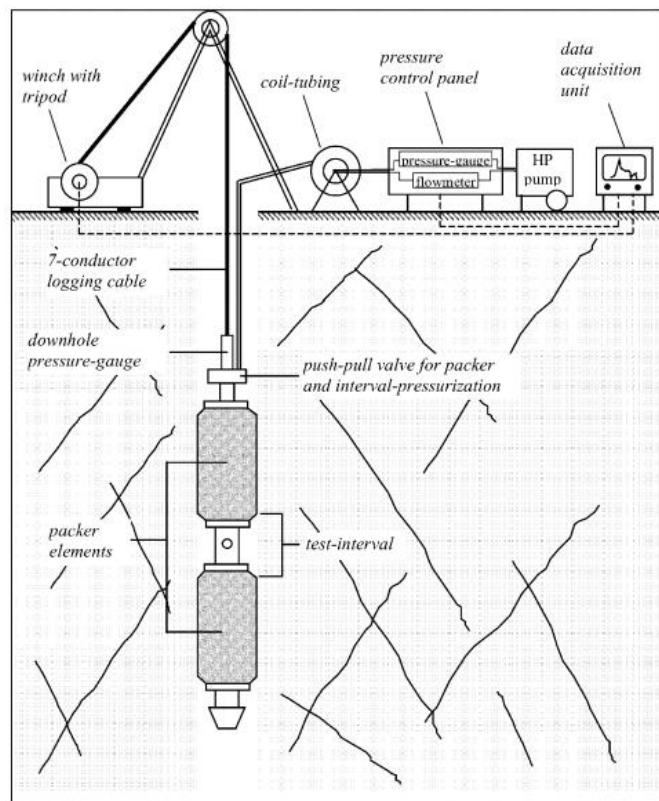
2.5.2 Jännitystilan mittaus

Kallion jännitystilamittauksilla tarkoitetaan kallioperän primääri- ja sekundaarijännitysten mittausta. (RIL-1 1987) Primäärinen jännitystila on syntynyt painovoiman sekä tektonisten voimien seurauksena. Vastaavasti sekundaarinen jännitystila on seurausta louhinnan ja kalliotilojen aiheuttamista paikallisista jännitystilan muutoksista. Käytettävät kallion jännitystilan mittausmenetelmät voidaan jakaa aktiivisiin ja passiivisiin menetelmiin. (Ljunggren, Chang, Janson ja Christiansson, 2003)

Aktiivisissa menetelmissä pyritään jännitystilan muutoksien aiheuttaman kallion muodonmuutosten kautta mittaamaan suoraan jännitystilaa, ilman etteivät kallion elastiset ominaisuudet vaikuta mittauksen tarkkuuteen. Esimerkkinä tällaisesta mittausmenetelmästä on hydraulinen murtaminen. Vastaavasti passiivisissa menetelmissä, kuten irti kairauksessa, mitataan kallion muodonmuutoksia, joiden perusteella vallitseva jännitystila voidaan määrittää. (Ljunggren ym. 2003)

Hydraulinen murtaminen

Hydraulisessa murtamisessa kallion jännitystila määritetään aiheuttamalla vedenpaineella mittauspisteeseen hydraulinen murtuma. (Jumikis 1983) Menetelmässä poratun reiän osaväli eristetään tulpilla, jonka jälkeen pumpataan tulppien väliin vettä paineella, aiheuttaen porareian seinämiin hydraulinen paine.



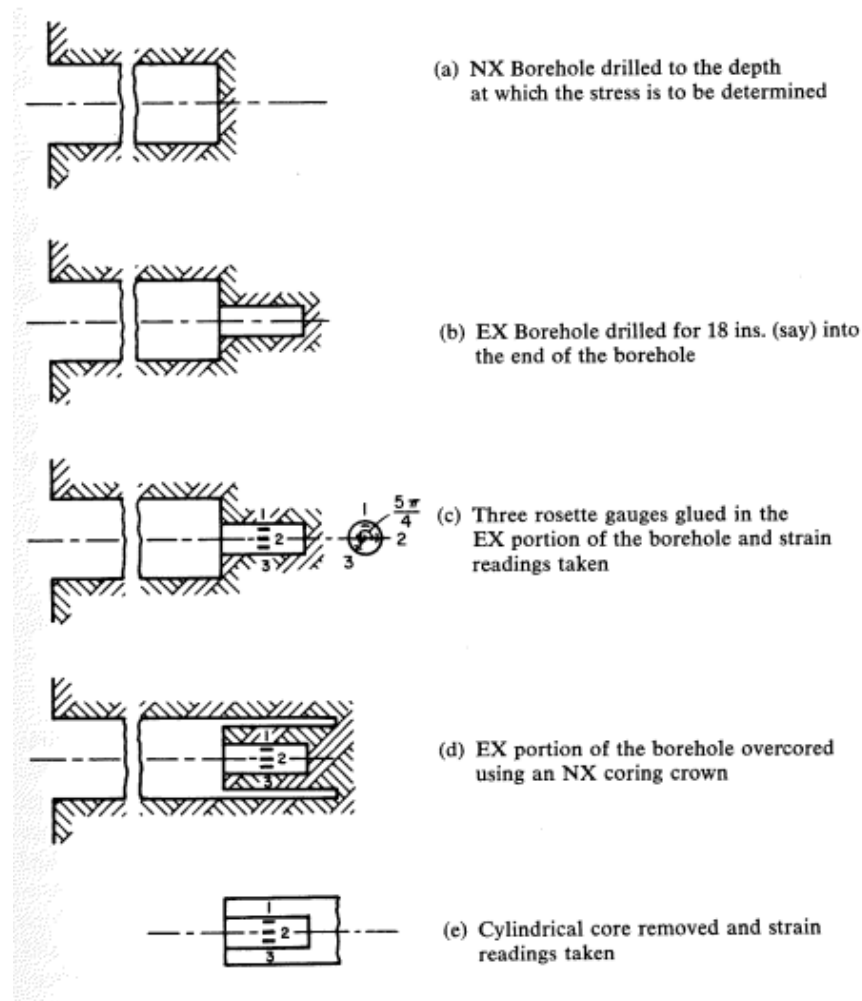
Kuva 5. Kaavakuva hydraulisesta murtamisesta, jossa on esitetty myös tarvittava laitteisto (Rummel, Klee ja Weber, 2002)

Veden paine nousee lineaarisesti, kunnes porareian seinämä pettää, eli murtuu paineen alaisuudessa, jolloin vesi pääsee pakenemaan syntyneitä halkeamia pitkin tutkimusväliltä. Murtamiseen tarvittu paineen avulla voidaan laskea kalliossa vallitseva vaakasuuntainen jännitystilä. (Jumikis 1983) Kuvassa 5 on esitetty hydraulisessa murtamisessa käytetty laitteisto ja havainnollistettu testin suoritus

Irti kairaus

Irti kairauksessa porataan isomman halkaisijan omaavan porareian pohjaan toinen, halkaisijaltaan pienempi porareikä (pituus noin 45 cm), johon sijoitetaan venymäliuskoilla varustettu anturi. Liuskat kiinnittyvät kallion seinämiin, jonka jälkeen vapautetaan ympäröivä kalliomassa jännitystilasta irti kairauksella.

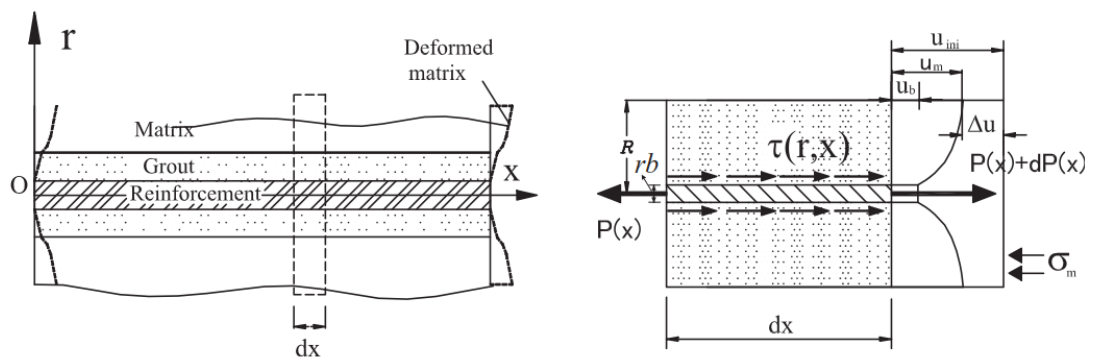
Anturin rekisteröimien muodonmuutosten avulla voidaan laskea kalliossa ennen irti kairauksia vallinnut jännitystilä, kun tunnetaan kiven kimmo-ominaisuudet. Venymäliuskat ovat 45 asteen kulmissa toisiinsa nähden, joten menetelmällä saadaan määritettyä kallion kolmiaksaalinen jännitystilä. (Jumikis 1983) Kuvassa 6 on esitetty irti kairauksen suoritus vaiheittain.



Kuva 6. Irti kairauksen toteutus vaiheittain (Jumikis 1983)

3. PULTITUS

Kalliopultituksen käytöllä on tarkoitus mekaanisesti vahvistaa kalliota sitomalla irrallisia lohkkareita toisiinsa muodostamaan eheän ja lujan rakenteen, joka kestää siihen kohdistuvan kuormituksen. (RIL 2014) Lisäksi on tarkoituksena pitää lujitetun kalliorakenteen muodonmuutokset sallituissa rajoissa ja varmistaa tilan käyttöturvallisuus sen koko käyttöiän ajan.



Kuva 7. Havainne kuva pultin ja kalliomassan välisestä vuorovaikutuksesta.

Kalliopulttien ja kalliomassan yhteistoiminnan mekanismi ei ole kovin hyvin tunnettu. (Cai, Esaki, Jiang, 2004) Pulttituennan kehittymisen edellytyksenä olisikin kehittää vedetyn pultin ja kallion välisen vuorovaikutuksen tuntemusta. Kuvassa 7 on esitetty nykykäsityksen mukaisesti kallion ja pultin välinen vuorovaikutus.

3.1 Erilaiset pulttityypit

Toimintaperiaatteensa puolesta kalliopultit voidaan jakaa aktiivisiin ja passiivisiin pultteihin. Aktiivisia pultteja ovat kalliota välittömästi asennuksen jälkeen tukevat pultit. Esimerkkejä tällaisista ovat jännitetyt pultit ja kitkapultit. Vastaavasti passiivisten pulttien toiminta perustuu kallion muodonmuutostilojen seurauksena pulttiin aiheutuvan jännityksen tukevasta vaikutuksesta. Passiivi pultti on siis jännittämättömässä tilassa kalliomuodonmuutokseen asti. (RIL 2014)

Harjateräspultti

Sementtilaastilla juotettu harjateräspultti on Suomessa yleisin lopulliseen lujitukseen käytetty kalliopultti. Pulttitankona käytetään yleensä B500B, A500HW tai muuta standardin SFS 1268 vaatimukset täyttävää SFS-sertifioitua kuumavalssattua betoniterästä (SFS 1268 2010). Yleisemmin käytettävän harjaterästangon nimellishalkaisija on 20, 25 tai 32 mm. Tyypillinen harjateräspultti on esitetty kuvassa 8.

Harjateräspulttiin asennettava aluslevy parantaa pultin ja kallion välistä tartuntaa rikkoutuneessa kalliossa kontaktipinta-alan kasvun seurauksena. Aluslevyllisiä harjateräspultteja voidaan käyttää kallion lujittamisessa yksinään, yhdessä ruiskubetonoinnin kanssa tai asentamalla kalliopinnan suuntaisia harjateräksiä kallion ja aluslevyn väliin. (RIL 2014)

Aluslevy jännitetään kalliota vasten kiristysmutteria säätämällä. Asennuslevyn ja kiristysmutterin välissä käytetään puolipallokeskitintä, jotta aluslevy saadaan asennettua mahdollisimman tiukasti kalliota vasten. Näin saadaan välitettyä kallion jännitykset mahdollisimman tehokkaasti aluslevyn kautta pultille. Kyseessä on siis aktiivinen pulttituenta. (RIL 2014)



Kuva 8. Harjateräspultti (Alibaba.com, 2017)

Lasikuitupultti

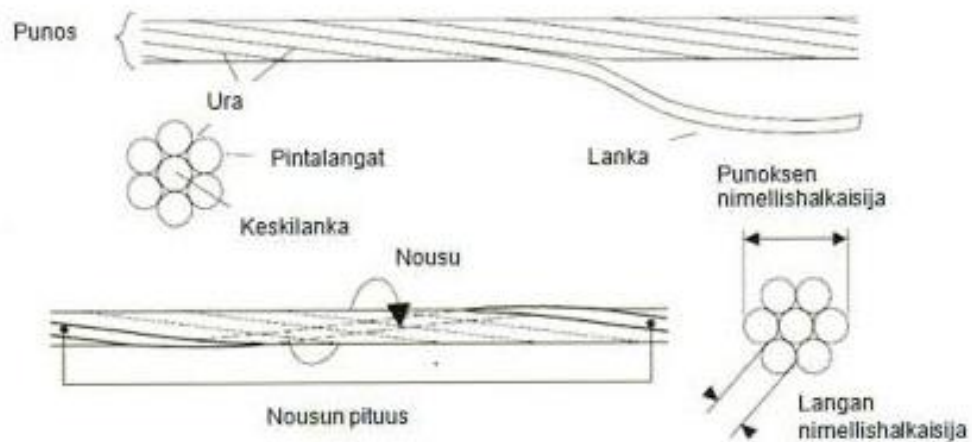
Lasikuitupultti on lasikuidusta valmistettu kalliopultti ja sitä käytetään kohteissa, joissa lujitettu alue joudutaan myöhemmin louhimaan. Louheen seassa olevista lasikuitupulteista ei ole haittaa louhintaporauksessa tai louheen jatkokäsittelyn kannalta, joten se soveltuu hyvin väliaikaiseen lujitukseen. (RIL 2014) Esimerkki lasikuitupultista on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Kiinalainen Xuyao XY 81 lasikuitupultti (DIY Trade, 2017)

Jännepunospultti

Jännepunospultti, eli vaijeripultti, on korkealaatuisesta teräslangasta valmistettu punos, jossa kuusi teräslankaa on kierretty teräksisen keskilangan ympäri muodostaen vaijerimaisen punoksen (kuva 10). Kallion lujituksessa yleisimmin käytetyn standardipunoksen halkaisija on 15,2 mm. Suomessa valmistettavien jännepunosten nimellismitat ja lujuusvaatimukset ovat standardin SFS 1265 mukaisia. Jännepunos asennetaan kelalta, joten pultin pituus voidaan säätää halutun mittaiseksi. (RIL 2014)



Kuva 10. Jännepunospultin rakenne (RIL 2014)

Jännepunospultilla on suuri murtolujuus kallion kiviainekseen verrattuna. Tämä aiheuttaa kallion liikehännän seurauksena murtumia leikkauspinnan kohdalla juotoksessa ja ympäröivässä kiviaineksessa punoksen alta. (Antikainen 1988) Tällöin punokseen kohdistuva leikkauskuormitus muuttuu vedoksi.

Jännepunospultti sallii suuremmat kallion siirtymät kuin vaikkapa harjateräspultti, ja sitä pidetään joustavana rakenteena. Tavallisen jännepunoksen lisäksi voidaan käyttää niin

sanottuja väliankkureilla varustettuja erikoispunoksia, joiden tartuntalujuus on tavanomaista suurempi.

Jännepunospultit soveltuvat erityisesti kohteisiin, joissa lujitukselta edellytetään joustavuutta kallion liikehdintää kohtaan tiettyyn pisteeseen asti. Tyypillisiä tällaisia kohteita ovat avolouhokset, sekä syvät maanalaiset kaivokset. Näissä kohteissa tyypillisesti käytetään pitkiä sementtijuotettuja jänneteräspultteja louheseinämien tuentaan. Jänneteräspultteja voidaan käyttää myös muissa kohteissa, joissa tarvitaan tilan kokoon nähden normaalia pidempää pulttitusta. Kuitenkaan kaivoksia lukuun ottamatta ei Suomessa ole käytetty jännepunospultteja pysyvissä kallionlujitusrakenteissa. (RIL 2014)

Yhdistelmäpultti

Yhdistelmäpultilla tarkoitetaan mekaanisesti ankkuroitua pulttia, joka voidaan juottaa paikalleen asentamisen ja jännittämisen jälkeen injektoimalla pulttia ympäröivä tila. Yhdistelmäpultti voidaan varustaa tankoa ympäröivällä suojaputkella, joka parantaa pultin korroosiosuojaa. Yleisimmin yhdistelmäpulteissa käytettävät ankkurit ovat paisumakuorianankkureita, ja tarvittaessa pultti voidaan esijännittää. Se voi siis toimia aktiivi- tai passiivipulttina. Yhdistelmäpultitusta käytetään paikoissa, joissa tarvitaan sekä välitöntä, että lopullista lujitusta. (RIL 2014)

Kiila-ankkuroitu pultti

Kiila-ankkuroitu pultti on mekaanisesti ankkuroitu pultti, jonka varsi on harjaterästanko. Tangon toinen pää on halkaistu ja halkeamaan on sijoitettu kiila. Kun pultti työnnetään porausreikään kiilapää edellä, niin kiila painautuu porareian pohjaa vasten samalla työntyen raon sisään, mikä aiheuttaa pultin pään laajentumisen ja kiilautumisen kalliota vasten. Tämän jälkeen pultin ulompi pää kiristetään asennuslevyllä ja mutterilla kalliopintaa vasten. (RIL 2014)

Porapultti

Porapultti on itsestään porautuva jatkettava pultti, joka koostuu porakruunusta ja huuhtelureiällisistä jatkuvalla ulkokierteellä varustetuista jatkohylsyin jatkettavista terästangoista. Terästangon normaalipituus on 2-4 metriä, mutta se voidaan säätää halutun mittaiseksi liittämällä eripituisia palasia jatkohylsyin yhteen.

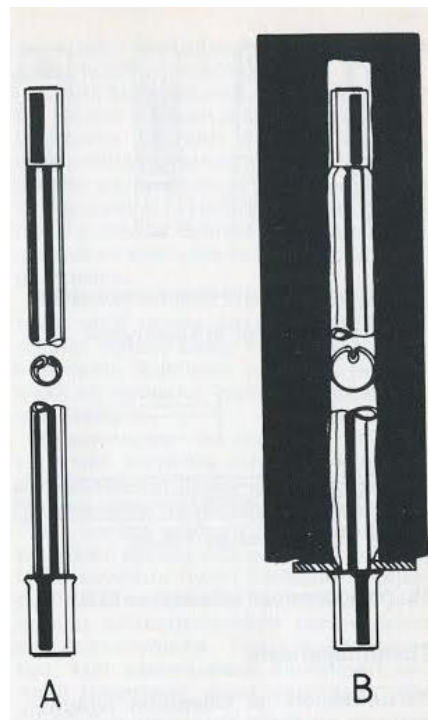
Vaikkakin porapulteissa on itsessään porakruunu, niin niiden asennuksessa suositellaan esiporausta. Porapultti soveltuu hyvin kohteisiin, joissa porausreikä helpolla tukkeutuu heikosta kalliolaadusta johtuen, kun poratanko vedetään ulos. Tällöin porapultti jätetään porauksen jälkeen paikalleen reikänsä ja juottaminen tehdään injektoimalla pultin läpi.

Porapultteja voidaan myös käyttää sen jatkettavuuden ansiosta kohteissa, joissa tarvitaan normaalia pidempää pultitusta. (RIL 2014)

Kitkapultit

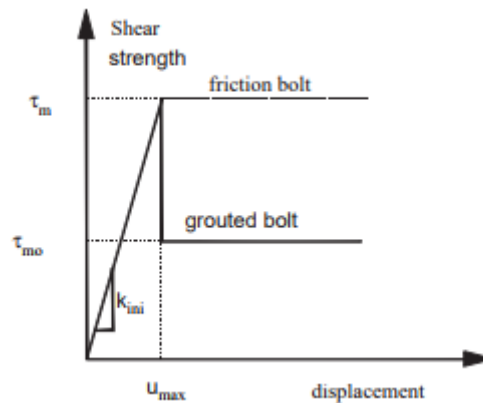
Kitkapultit voidaan jakaa mekaanisiin kitkapultteihin, sekä hydraulisesti paisutettaviin kitkapultteihin. Mekaanisten kitkapulttien toiminta perustuu siihen, että teräslevystä valmistettu teräspultti, jossa on koko matkaltaan halkio, pakotetaan pultin nimellisläpimittaa pienempään pulttireikään. Tällöin pultti kiilautuu porareiän seinämiä vasten kitkan seurauksena ja tartuntavoima on suuruusluokkaa 30 kN/pulttimetri. (RIL 2014) Kuvassa 11 on esimerkki hydraulisesti paisutettavasta SWELLEX-kitkapulttista.

Hydraulisesti paisutettava pultti puolestaan sijoitetaan pulttireikään kokoon rutistettuna, jonka jälkeen se paisutetaan porareiän seinämiä vasten hydraulisen paineen avulla. Tällöin syntyy kitkan seurauksena tartuntavoima pultin ja kalliomassan välille.



Kuva 11. Hydraulisesti paisutettava SWELLEX-kitkapultti a) Pultti ennen asennusta b) Asennuksen jälkeen (RIL-2 1987)

Kitkavoimasta syntyvän tuentavaikutuksensa ansiosta kitkapultit soveltuvat kohteisiin joissa kallion liikkeet ovat suuria, eli pultituksen tulee kestää hyvin pultin suuntaisia ja sivuttaissuuntaisia muodonmuutoksia rikkoutumatta (RIL 2014). Vastaavasti juotettu pultti menettää valtaosan tuentavoimastaan siirtymän kasvaessa liian suureksi. (Cai ym. 2004) Tätä on havainnollistettu kuvassa 12, jossa u_{\max} on käytännössä havaittu siirtymän raja-arvo.

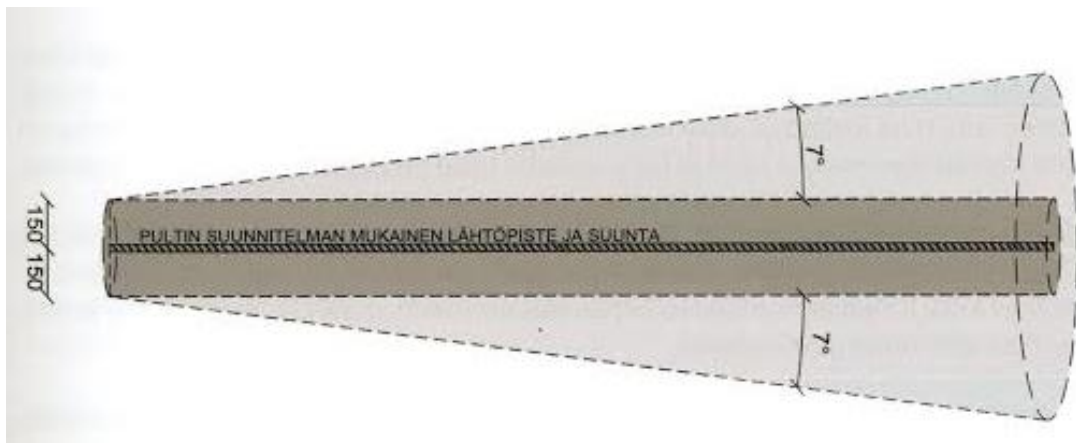


Kuva 12. Kitkapultin ja juotetun pultin kalliopinnan välisen leikkausvoiman muutos siirtymän funktiona (Cai ym. 2004)

Kitkapultit soveltuvat väliaikaiseen lujitukseen, jossa lujitusvaikutuksen tulee vaikuttaa välittömästi. (Atlas Copco 2017) Pitkäaikaiseksi lujitusratkaisuksi kitkapultti ei sovellu sen juottamattomasta rakenteesta johtuvan korroosioalttiutensa sekä alhaisen tartuntalujuuksensa takia (RIL 2014).

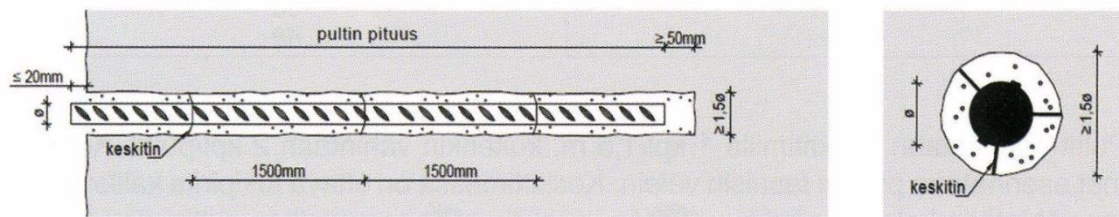
3.2 Pultituksen asennus

Pultit asennetaan yleensä kallion rakoja leikkaavasti sitomaan kalliolohkoja toisiinsa, tai vastaavasti kohtisuoraan kalliopintaa kohden. Pultin sijainti saa poiketa korkeintaan 150 mm ja pultin asennuskulma saa poiketa korkeintaan 7 astetta suunnitelman mukaisesta suunnasta (kuva 13). Pulttien kuljetuksessa ja säilytyksessä on otettava huomioon, ettei pultteihin synny mahdollisia pinnoitevaurioita. Pulttien sijainti, suuntaus ja pituudet määräytyvät kohdekohtaisesti suunnittelijan toimesta. (RIL 2014) Lujituksen mitoitus käsitellään enemmän luvussa 5.



Kuva 13. Pultin asennustarkkuus (RIL 2014)

Harjateräspultteja, lasikuitupultteja, yhdistelmäpultteja ja kiila-ankkuroituja pultteja asennettaessa pulttireiän halkaisijan on oltava vähintään 1,5 kertaa pultin halkaisija ja vähintään 10 mm suurempi kuin pultin halkaisija. Poratun pulttireiän pituuden on oltava vähintään 50 mm pidempi kuin reikään sijoitettavan pultin pituus. Juotettavat pultit varustetaan keskittimillä ennen kuin ne asennetaan pulttireikään. Keskittimiä on oltava 1 kpl/1,5 m, mutta kuitenkin vähintään 2 kappaletta pulttia kohden asennettuna tasaisin välein (kuva 14). Keskittimillä varmistetaan tasainen täyttö pultin ympärille juotettaessa sitä.



Kuva 14. Harjateräspultin asennus (RIL 2014)

Ennen pultin asettamista porattu reikä huuhdellaan vedellä. Jos porareikä on suuntautunut alaspäin, niin huuhteluvesi poistetaan paineilmalla. Jos pultti juotetaan, niin asennustyöt aloitetaan täyttämällä pulttireikä juotosmassalla tasaisesti reiän pohjalta alkaen, huolehtien, ettei reikään jää ilmvälejä. Tämän jälkeen reikään työnnetään keskittimin varustettu pultti, kuitenkin huolehtien, ettei pulttia työnnetä kiinni reiän pohjaa vasten. Paikalleen asentamisen jälkeen pultin annetaan olla täysin koskemattomana, kunnes juotoslaasti on kovettunut. (RIL 2014)

Porapulttien asennus

Porapultti voi toimia itse porakalustona, tai sitten se voidaan sijoittaa valmiiksi porattuun reikään. Porattaessa porapultti uuteen reikään tulee käyttää huuhteluaineena sementtilietettä tai vettä, jolla estetään porakruunun tukkeutuminen. Jatkettaessa porapulttia kesken asennuksen vedetään pulttitankoa noin 100 mm taaksepäin ennen porauksen keskeytystä, jonka jälkeen liitetään tankoon halutun mittainen jatkokappale. Jos porausta jatketaan, niin huuhtelu on aloitettava ennen kuin porakruunua työnnetään eteenpäin. Näin estetään kruunun huuhtelureikien tukkeutuminen.

Juotettaessa porapulttia pumpataan juotosmassa reikään porapultin sisällä olevien huhtelureikien läpi. Käytettävän juotoslaastin on oltava riittävän notkeaa suhteessa käytetyn porapultin huuhtelureikien kokoon, jotta juottamine onnistuu tasaisesti. Juottamisen jälkeen massan annetaan sitoutua ja kovettua, jonka jälkeen tarvittaessa voidaan asentaa aluslevy ja kiristää mutteri haluttuun momenttiin. (RIL 2014)

Kitkapulttien asennus

Mekaaninen kitkapultti asennetaan 1-4 mm nimellismittaansa pienempään pulttireikään. Tällöin pultissa oleva halkio supistuu ja pultti pyrkii laajenemaan aiheuttaen tartuntavoiman pulttireiän seinämiä vasten. Mekaaninen kitkapultti voidaan asentaa paikalleen joko porakonetta käyttäen tai työntämällä. Aluslevyn asennuksen jälkeen pulttia ei saa enää iskeä ja on huomioitava, että asennettava pultti on mahdollisimman yhdensuuntainen pulttireiän kansa taipumisen tai nurjahtamisen ehkäisemiseksi.

Hydraulisesti paisutettava kitkapultti taas sijoitetaan pulttireikään asennusvarren avulla, jonka jälkeen siihen pumpataan asennusvarren päässä olevan istukan kautta voimakas vesipaine, joka laajentaa pultin pulttireiän seinämiä vasten aiheuttaen tartuntavoiman. Pultin laajentuessa se myös lyhenee, jolloin pulttireiän uloimmassa päässä oleva aluslevy painuu samanaikaisesti tiukasti kallionseinämää vasten. Suositeltava pulttireiän koko määräytyy pulttityypin mukaan, mutta yleensä se on 32–39 mm tai 43–52 mm. Pulttireiän pituudella ei ole muuta merkitystä kuin, että se suositellaan valittavan pidemmäksi kuin asennettava pultti, jolloin aluslevy saadaan asennettua tukevasti kalliota vasten. (RIL 2014)

Jännepunospulttien asennus

Jännepunospultit voidaan asentaa käsityönä tai mekanisoidusti, mutta käytännössä pitkien punosten (yli 6 metriä) asentaminen käsin on erittäin vaikeaa. Jännepunospulttien asentamista varten on kehitetty varsin pitkälle mekanisoituja vaijeripultitusjumboja, jotka hoitavat automatisoidusti reiän porauksen, juottamisen ja punoksen asentamisen. Käsiasennusta käytetään lähinnä kohteissa, joissa työskentelytila on liian ahdas mekaaniselle pultituslaitteelle tai ylöspäin asennettavien punosten pituudet eivät ole pitkiä. (RIL 2014)

3.3 Pultituksen korroosiosuojaus

Teräspulttien korroosiosuojaus määritellään tapauskohtaisesti suunnittelijan toimesta (RIL 2014). Korroosioherkkyyden kannalta vaativissa tai erityisen vaativissa olosuhteissa on syytä harkita korroosiosuojauksen sijasta ruostumattoman tai haponkestävän pulttimateriaalin käyttöä. Tavanomaisissa olosuhteissa teräspulttien korroosiosuojaukseksi yleensä riittää pultin juottaminen sementtilaastilla. Kuitenkin olosuhteiden vaatiessa teräspulttien korroosiosuojaus voidaan toteuttaa käyttäen kuumasinkitystä tai märkämaalauksia. Erityisesti merivedelle tai kemikaaleille altistuessaan on suojaamaton pultti korroosiolle hyvin altis.

Kuumasinkityksessä teräspultti päällystetään sinkityksellä. Sinkkikerroksen paksuuden ei tulisi ylittää yli 250 μm paksuutta halkeiluvaaran vuoksi. Kuumasinkitty teräspultti tulee myös passivoida ennen käyttöönottoa ja on huolehdittava, ettei sinkitys vaurioidu asennuksen yhteydessä. Märkämaalauksessa ja jauhemaalauksessa pultti puolestaan

käsitellään epoksilla maalaamalla. Käytettäessä jauhemaalausta on pinnoitteen pysyvyys parempi kuin märkemaalauksella (RIL 2014).

3.4 Pultituksessa käytettävä kalusto

Pultituksen asennus voidaan jakaa kolmeen ryhmään sen mekanisoinnin perusteella (Atlas Copco 2017):

1. Manuaalisessa asennuksessa pulttireiät porataan ja pultit asennetaan käsin eri vaiheissa. Menetelmää käytetään nykyisellään lähinnä pienemmissä kohteissa.
2. Puoliautomatisoidussa pultituksessa pulttien reiät porataan mekanisoidulla porajumbolla, mutta asennustyöt hoidetaan käsin.
3. Täysiautomatisoidussa menetelmässä käytetään pulttijumboa, joka hoitaa poraus ja asennustyöt kokonaisuudessaan täysin mekanisoidusti.

Puoliautomatisoidussa menetelmässä on käytetty yleensä erillistä porauskalustoa pulttireikien poraukseen ja hydraulista nostolavaa pulttien asennukseen. Jos halutaan karsia työmaalla työskentelevää laitemäärää, niin voidaan käyttää yhdistelmälaitteita, joissa on porauspuomin lisäksi erillinen nostokori pulttien asennusta varten (RIL-2 1987).

Pultituksen mekanisoinnilla voidaan lisätä työn työturvallisuutta, vähentää työn fyysistä rasittavuutta sekä lisätä työtehoa (RIL-2 1987). Täysiautomatisoituja porajumboja ei Suomessa ole käytössä kaivosteollisuutta lukuun ottamatta. Kuitenkin maailmanlaajuisesti nykyisistä pultitustöistä noin 15 % hoidetaan täysiautomatisoidusti. (Atlas Copco 2017)



Kuva 15. Täysiautomatisoitu pulttijumbo, Atlas Copco Boltec E (Kuva: Atlas Copco 2017 2)

4. MUUT LUJITUSTAVAT

Pultituksen lisäksi käytettävissä on myös muita lujitusmenetelmiä, kuten ruiskubetonointi ja erinäiset tukirakenteet. Kuitenkaan nämä eivät yleensä toimi yksinään, vaan niitä käytetään yhdessä tukien toistensa ominaisuuksia. Kaikkein vaativimmissa kohteissa voidaan käyttää myös tilapäisiä erikoistuentamenetelmiä, kuten putkituentaa tai jäädytysmenetelmiä.

4.1 Ruiskubetonointi

Kallion ruiskubetonoinnissa ruiskutetaan betonia paineilman avulla kalliopintaa vasten. Ruiskubetonointi voidaan jakaa kuivabetonointi- ja märkäbetonointimenetelmiin. (RIL-2 1987) Kuivamenetelmässä ruiskusta letkuun pumpataan paineilman avulla sementin ja runkoaineen seosta. Vesi tähän seokseen sekoitetaan vasta suuttimessa olevan vesirenkaan kautta ja lisättävän veden määrää säätelee ruiskutuksesta huolehtiva suutinmies. Vastaavasti märkäbetonoinnissa pumpataan paineilman avulla valmis betoniseos suoraan ruiskusta letkun suuttimelle. Taulukossa 1 on listattu kuivaseosmenetelmän ja märkäseosmenetelmän eroavaisuudet (Petrow 2014).

Taulukko 1. *Kuivaseosmenetelmän ja märkäseosmenetelmän eroavaisuudet (Petrow 2014)*

| Kuivaseosmenetelmä | Märkäseosmenetelmä |
|--|---|
| Investointikustannukset pienet, hukkaroiske ¹⁾ suuri, kapasiteetti pieni. | Investointikustannukset suuret, hukkaroiske) pieni, kapasiteetti suuri. |
| Soveltuu pienempiin kohteisiin | Soveltuu suurempiin kohteisiin |
| Betoni voidaan siirtää paineilmalla letkussa edullisesti jopa satoja metrejä. | Soveltuu kohteisiin, joihin ruiskutuslaitteisto voidaan ajaa sisään tai matka varsinaiselta laitteelta ruiskutussuuttimeen on lyhyt, korkeintaan muutamia kymmeniä metrejä. |
| Soveltuu kohteisiin, joihin on hankala päästä kuten korjaustyöt ahtaissa paikoissa. | Kuitenkin kalliorakentamisessa ja kaivoksilla betonimassa voidaan toimittaa maan alle kuilussa olevalla pystysuoralla putkella (ns. slick-line) |
| Kalliorakentamisessa kuilut ja tunnelit, joihin on vain kuiluyhteys. | |
| Laitteet ovat pienempiä. | Laitteet ovat suhteellisen kookkaita. |
| Soveltuu ahtaisiin tiloihin. | Vaatii riittävästi tilaa, yleensä betoniauton vaatiman läpikulun |
| Soveltuu käsiruiskutukseen. | Soveltuu robottiruiskutukseen. |
| Pieni kapasiteetti, ahtaat tilat | Suuri kapasiteetti, laajemmat tilat |
| Pölyä syntyy enemmän kuin märkäseosmenetelmässä. | Pölyäminen vähempää. |
| Heikko näkyvyys, ruiskuttajan tulee olla lähellä ruiskutuskohdetta ja suutinta, jolloin käsiruiskutus on robottiruiskutusta soveliaampi, vaikka myös robottiruiskutus onnistuu riittävällä tuuletuksella. Vaatii myös enemmän hengitysilman suodatukselta. | Parempi näkyvyys ja työturvallisuus |

1) Hukkaroiske tarkoittaa ruiskutettavasta pinnasta takaisin kimpoavaa betonia.

Betonimassan seassa käytetään monesti kuituainesta parantamaan betonin veto- ja iskukestävyyttä raudoituksen sijasta. Kuitubetonissa käytettävät kuidut voivat olla teräs- tai polymeerikuituja. Yleensä käytettävät kuidut ovat paloturvallisuuden vuoksi muovikuituja.

Ruiskubetonointimassassa käytettävien ainesosien on täytettävä betoninormien sille asettamat vaatimukset. Tavallisesti käytettävän runkoaineen maksimiraekoko on luokkaa 8-16 mm ja käytettävä sementti yleensä tavallista sementtiä. Betonimassassa voidaan käyttää myös erilaisia lisäaineita, kuten kiihdyttimiä tai koheesiota lisääviä aineita. Kuitenkin useimmat kiihdyttimet alentavat betonin loppulujuutta, joten niiden käyttö täytyy ottaa huomioon suunnittelussa.

Ruiskubetonoinnissa syntyy hukkaroiskeita, jotka muodostuvat ruiskutusalueesta kimpoavasta betonista. Hukkaroiskeiden määrällä voi olla 15–40 % vaikutus ruiskubetonoinnin hinnan muodostumiseen, joten niiden ehkäisy on kustannustehokkuuden kannalta olennaista. Hukkaroiskeiden määrään voidaan vaikuttaa oikealla ruiskutustavalla. Betonoidessa suutinta täytyisi pitää yhden metrin päässä ja kohtisuoraan kalliopintaa vasten. Kuivaseosmenetelmää käytettäessä on myös huolehdittava, että käytettävä vesipaine on tarpeeksi korkea, jotta kuivaseos kastuisi kauttaaltaan. (RIL-2 1987)

4.2 Tukirakenteet

Hyvissä kallio-olosuhteissa pultitus ja ruiskubetonointi ovat yleensä riittävä lujitustapa. Myös rikkoutuneessa kalliossa välittömästi toteutettuna nämä tarjoavat riittävän tuennan, mutta heikoimpien kalliovyöhykkeiden tuennassa täytyy jossain tapauksissa käyttää erillisiä tukirakenteita, jotta varmistutaan kalliotilan pitkäaikaisesta vakaudesta. Kallion muuttuessa saveksi, joudutaan tukirakenteita käyttämään lähes poikkeuksetta. Suomessa tukirakenteita käytetään erityisesti kalliotilojen sisäänmenojen kohdalla. (RIL-2 1987)

Tukirakenteet voidaan jakaa työaikaisiin ja pysyviin rakenteisiin. Työaikaisten tukirakenteita ovat erilaiset teräsrakenteet, kalliopulttien kanssa yhdessä toimiva teräsverkko, ruiskubetonointi ja näiden yhdistelmät. Vastaavasti pysyviä tukirakenteita ovat valurauta- ja teräsverhoukset, teräsbetoniverhoukset ja teräsbetonirakenteet. (RIL-2 1987)

4.3 Tilapäiset tuentamenetelmät

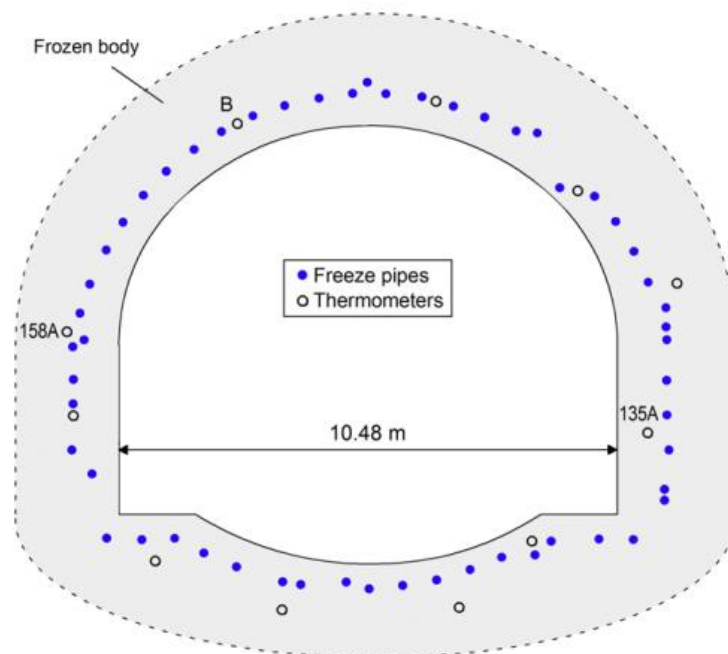
Vesipitoisessa maassa sekä kalliotunneleiden ruhjevöhykkeillä joudutaan usein käyttämään erikoistuentamenetelmiä. Maatunneleiden tilapäisessä tuennassa yleisesti käytettyjä menetelmiä ovat putkituenta ja jäädytysmenettely.

Putkituenta

Putkituennassa tuettavalle osuudelle porataan lähekkäin suoja-putkia, jotka muodostavat tukevan suojakehän tulevan tunneliprofiilin ympärille. (RIL 154 -2, 1987) Tämän jälkeen putket raudoitetaan ja betonoidaan umpeen. Lisäksi putkien päät tuetaan ruiskubetonoimalla. Injektointitöiden suorituksen jälkeen voidaan tunnelin rakentamista jatkaa välitöntä lujitusta ja varovaista louhintaa noudattaen.

Jäädytysmenetelmä

Jäädytysmenetelmässä kierrätetään lujitettavaan maahan sijoitetuissa putkissa $-20... -30$ °C lämpötilaan jäähdytettyä suolaliuosta. (RIL 154 – 2, 1987) Putkien ympärillä oleva maa jäätyy ja muodostaa routasynterin putkien ympäri. Jos jäädytysputkien välinen etäisyys on sopiva, niin syntyy muutamassa viikossa routaseinä. Yhtenäinen jäätyneestä maasta muodostuva seinämä on täysin vesitiivis ja omaa huomattavan lujuuden. Kuvassa 16 on esitetty esimerkki jäädytysputkiston sijoituksesta lujitettavan tilan ympäristöön.



Kuva 16. Jäädytysputkiston muodostama routasynteri louhitun tilan ympäristössä (Pimentel, Papakonstantinou, Anagnostou, 2011)

Vaihtoehtoisesti suolaliuoksen sijasta voidaan käyttää tyypijäädytystä, jossa jäädytysputkistoon ajettava suolaliuos korvataan nestemäisellä tyypellä. (Pimentel ym. 2011) Menetelmää käytetään lähinnä pienissä kohteissa, joissa jäädytys täytyy suorittaa mahdollisimman nopeasti. Tyypijäädytyksessä jäädytysputkistoon -196 °C lämpötilassa purkautuva tyyppi jäädyttää ympäröivän maan routaan muutamassa vuorokaudessa, kun vastaavanlaisen routakerroksen aikaansaamiseksi suolaliuosta käyttäen menisi useita viikkoja (RIL 154 – 2, 1987).

Jäädettävät maarakenteet mitoitetaan olettamalla maa homogeeniseksi (vaikkakaan käytännössä näin ei ole) ja käyttämällä routakerroksen keskilämpötilaa mitoitustilana. Jäätyn maan suuren puristuslujuuden ja pienen vetolujuuden vuoksi jäädettysrakenteet suunnitellaan yleensä kaareviksi. (RIL 154 – 2, 1987) Jäätyn maasta syntyvät tukirakenteet mitoitetaan tavallisesti tietokone avusteisesti elementtimenetelmää hyödyntäen, mutta kuilujen ja muiden yksinkertaisesti suunniteltujen rakenteiden mitoitusta voidaan suorittaa Misén kaavalla:

$$d = r * \left[e^{\left(\frac{\sqrt{3}p}{2\sigma} \right)} - 1 \right] \quad (1)$$

Tässä kaavassa d on routaholvin vähimmäispaksuus, r kuilun säde, p kuilua ympäröivä tasainen kuormitus ja σ jäätyn maalle sallittava puristusjännitys.

5. LUJITUKSEN MITOITUS

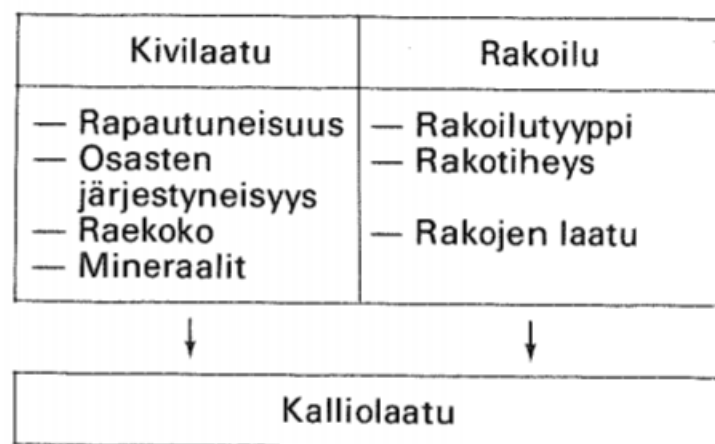
Kallionrakennuskohteen tarkempi mitoitus tapahtuu aina tapauskohtaisesti suunnittelijan toimesta. Kuitenkin yleisesti voidaan sanoa, että tiloilla joissa oleskelee ihmisiä, on korkeammat lujuusvaatimukset pysyvyyden suhteen. Seuraavaksi tarkastellaan lujituksen mitoitusta lähes ainoastaan pultituksen kannalta, joka on Suomessa pääsääntöisesti yleisin kalliorakenteen lujituksessa käytetty menetelmä.

5.1 Kallion RG-luokitus

Rakennusgeologinen kallioluokitusjärjestelmä (RG-luokitus) muodostaa rungon rakennustekniselle kallioluokitusjärjestelmälle ja tarjoaa yhteisen kielen kuvaamaan kallion laatuominaisuuksia. (RIL-1 1987) RG-luokitus on ensimmäinen osa rakennusteknisessä kallioluokitusjärjestelmässä. Rakennusgeologinen kallioluokitus toimii kalliolaatua kuvaavana työkaluna kallionrakennusprojekteissa välittäen yksiselitteistä kallioperätietoa kohteesta.

Rakennusgeologinen kallioluokitus perustuu tutkijan silmämääräisiin havaintoihin kiviaineksesta ja kallioista. Havainnot tehdään kalliopaljastumista, näytekappaleista tai edustavista kairausnäytteistä. Tarvittaessa tutkimusta voidaan tarkentaa esimerkiksi laboratoriotutkimuksin.

RG-luokituksessa kallion kiviaineksen laatu määritellään noin 1m² alalta kalliopinnasta, tai noin 1 m kairausnäytteen pituudesta. Vastaavasti kun tarkastellaan laajempia kalliokokonaisuuksia ja kallion teknisiä ominaisuuksia, niin kalliolaatu muodostuu kiviainesta ja kallion rakoilua kuvaavien tekijöiden summana kuvan 17 mukaisesti (RIL-1 1987).



Kuva 17. Kalliolaadun muodostuminen kivilaadun ja rakoilun ominaisuuksien summana (RIL-1 1987)

Kiviaineksen teknisistä ominaisuuksista voidaan tehdä päätelmiä seuraavien geologisten ominaisuuksien perusteella:

- mineraalikoostumus
- mineraalien raekoko
- raemuoto
- mineraalien välinen sidos
- mineraalien järjestäytyneisyys
- rapautuneisuus
- homogeenisuusaste
- vesipitoisuus

| Rakenteellinen kiinteys | Rakennetyyppi ja tunnus | Tihein rakoilu ja tunnus | Vallitsevien kivilaatujen kovuus/sitkeys |
|-------------------------|-------------------------|--|--|
| Kiinteä kallio | massarakenteinen Ma | harvarakoinen vähärakoinen runsaarakoinen | Ma1 Ma2 Ma3 |
| | liuskerakenteinen Li | harvarakoinen vähärakoinen runsaarakoinen | Li1 Li2 Li3 |
| | seosrakenteinen Se | harvarakoinen vähärakoinen runsaarakoinen | Se1 Se2 Se3 |
| Löyhä kallio | löyhärakenteinen Lö | harvarakoinen vähärakoinen runsaarakoinen | Lö1 Lö2 Lö3 |
| | raparakenteinen Ra | kuvataan kivilaadun perusteella siinä laajuudessa kuin se on rapautumisaste huomioonottaen mahdollista | |
| Rikkinainen kallio | halkeamarakenteinen Ril | tasomaiset raot jakavat kallion kahteen tai useampaan erilliseen osaan | |
| | rakorakenteinen Rill | runsaarakoinen | ei rakotäytettä |
| | murrosrakenteinen RiIII | tiheärakoinen | rakojen täytteisyys vähäistä |
| | ruhjerakenteinen RiIV | runsa tai tiheärakoinen | raoissa savitäytettä |
| | savirakenteinen RiV | | runsaasti kalliosavea |

Kuva 18. Rakennusgeologisen kallioluokituksen merkinnät ja lyhenteet (RIL-1 1987)

Kalliomassan teknisiä ominaisuuksia voidaan kuvata seuraavien määritettävien geologisten ominaisuuksien perusteella:

- kiviaines
- kiviaineksen homogeenisuus
- kiviaineksen (ja samalla myös kallion) suuntaus sekä rakenteet
- rakoilun laatu ja tiheys
- rakoilun homogeenisuus
- rapautuneisuus
- kalliovesi

Edellä esitettyjä kiviaineksen ja kallion ominaisuuksia kuvataan RG-luokituksessa kuvan 18 mukaisesti. Kallion rakennusgeologisen määrittelyn perusteella voidaan tehdä hyvin pitkälle vedettyjä johtopäätelmiä kohteen rakennusteknisistä ominaisuuksista. RG-luokituksella ilmaistun kalliolaadun ja kallion rakennettavuuden välistä suhdetta kuvataan kuvassa 19. (RIL-1 1987) Kuvan johtopäätelmät on koottu empiirisesti 142 työkohteen perusteella.

| Työmaatapahtumat | Kalliolaatu yleensä |
|--|--|
| louhinnassa ei yleensä vaikeuksia, lujitustarve pieni, satunnaisia vesivuotoja | Ma1/h (M0 tai M1) Ma2/h (M0 tai M1) Li1/h (L2) Se1/h tai k (S0, S1 tai S2) Se2/h tai k (S0, Si tai S2) |
| louhinnassa ei yleensä mutta satunnaisesti vaikeuksia, lujitustarve keskimääräinen, paikoin keskimääräistä suurempi, satunnaisia vesivuotoja | Ma3/h (M0 tai M1) Li2/h tai k (L2) Se3/h tai k (S1 tai S2) |
| louhinnassa, lähinnä porauksessa ja irrotuksessa usein vaikeuksia, lujitustarve keskimääräistä suurempi, satunnaisia vesivuotoja, normaalein louhintamenetelmin saatu louhintajälki yleensä huono | Li2/h tai k (L3) Se3/h tai k (S3) |
| louhinnassa usein (ei välttämättä) vaikeuksia ja satunnaisesti (varsinkin asutuskeskuksissa) työn hidastumista, usein runsaita injektointia vaativia vesivuotoja, lujitustarve keskimääräistä suurempi, louhintajälki yleensä heikohko | RiIII eli murrosrakenteinen kallio |
| louhinnassa usein vaikeuksia ja työn hidastumista, lujitustarve suuri, satunnaisesti louhinnan aikaisia lujitustöitä, lujituksen suorituksessa usein vaikeuksia jos lujitystyötä ei suoriteta heti, vesivuotoja | RiIV, eli ruhjerakenteinen kallio (sekä kapeat RiV-vyöhykkeet) |
| louhinnassa vaikeuksia ja työn hidastumista, louhinnan aikaisia lujitustöitä, lujitustarve suuri, lujitustöissä vaikeuksia, vesivuotoja, ryöstymä- ja sortumavaara aiheuttaa usein työkatkoja | laaja RiV eli savirakenteinen kallio |

Kuva 19. Kalliolaadun vaikutus työmaatapahtumiin (RIL-1 1987)

5.2 Kallion Q-luokitus

Q-luokitus kehitettiin Norjan geologisessa instituutissa (NGI) ja aiemmin sitä kutsuttiin myös NGI-luokitukseksi. Luokitus esitettiin vuonna 1974 ja se on modifioitu vuonna 1993. (Syrjänen 2002) Q-luokituksen pohjalla on noin 200 kalliotilaa käsittänyt tutkimus, josta tilastollisesti määritettiin kuusi kalliotilan lujitustarpeen kanssa parhaiten korreloivaa kallion ominaisuutta. Näitä ominaisuuksia ovat:

- rakoilun tiheys
- rakosuuntien lukumäärä
- rakopintojen karheus
- rakopintojen muuttuneisuus
- rakojen vedenläpäisevyys
- kallion jännitystila

Edellä mainittujen kallion ominaisuuksien perusteella voidaan määrittää laskennallisesti Q-luku seuraavasta kaavasta:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (2)$$

jossa: RQD = rakoilun tiheyttä kuvaava luku (10... 100)

J_n = rakosuuntien lukumäärätekijä (20... 0,5)

J_r = rakopintojen karheusluku

J_a = rakopintojen muuttuneisuusluku (20... 0,75)

J_w = rakojen vedenläpäisevyysluku (0,05... 1)

SFR = jännitystilaluku (400... 0,5)

Kuvassa 20 on esitetty RQD-luvun suhde kallion laatuun. Rakotiheyden avulla voidaan jo suoraan tehdä alustavia arvioita kallion rakennettavuudesta.

| RQD (%) | Description of rock quality |
|---------|-----------------------------|
| 0–25 | very poor |
| 25–50 | poor |
| 50–75 | fair |
| 75–90 | good |
| 90–100 | excellent |

Kuva 20. RQD-luvun ja kalliolaadun välinen suhde (Jaeger 1972)

Kaavasta 2 saadaan Q-luvun arvoja 0,001 ja 1000 väliltä. Mitä suurempi luku, sitä parempilaatuisempi on kallio lujituksen kannalta. Suhdeluku RQD / J_n kuvaa kallion rakennetta ja lohkokokoa. Suhde J_r / J_a kuvaa rakopintojen kitkaominaisuuksia. Kolmas suhdeluku J_w / SRF koostuu kahdesta jännitysparametrasta.

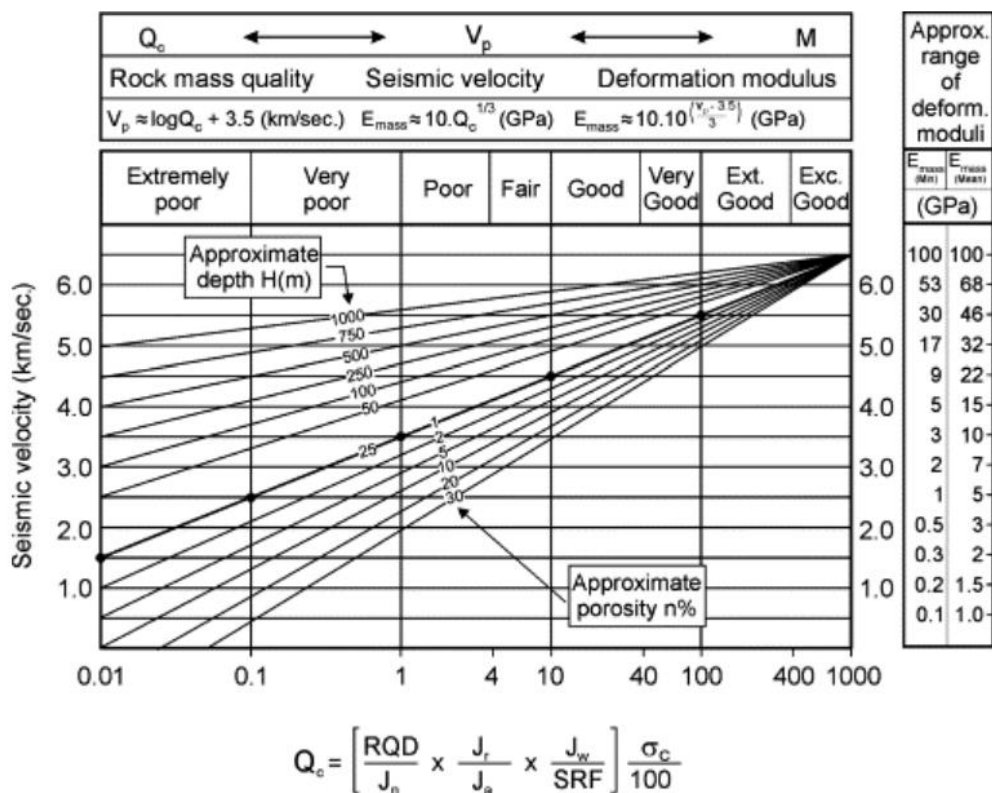
Q-luku voidaan määrittää myös seismisen P-aallon nopeuden avulla. Kun tiedetään seismisen P-aallon nopeus kivilajissa, niin kallion Q-luku saadaan kaavasta:

$$Q = \frac{100}{\sigma_c} * 10^{\left(\frac{V_p - 3500}{1000}\right)} \quad (3)$$

jossa: σ_c = kivilajin puristuslujuus, MPa

V_p = seismisen P-aallon nopeus, m/s

Kaava 3 soveltuu pintakallioille ja kivilajeille, joiden huokoisuus on luokkaa 1 %. Syvemmillä sijaitsevilla kallioilla raot ovat puristuneet jännitystilasta johtuen kiinni, jolloin seisminen nopeus kasvaa ja mittaustulokset antavat kallion eheydestä liian hyvän kuvan. Vastaavasti huokoisuuden kasvu kivilajeissa vähentää seismistä nopeutta, antaen tällöin liian huonon kuvan kallion lujuusominaisuuksista. Kuvassa 21 on esitetty syvyyden ja huokoisuuden vaikutus Q-luvun määrittämisessä seismisellä luotauksella. (Syrjänen 2002)



Kuva 21. Kallion laatuun Q määrittäminen seismisen nopeuden V_p , kivilajin lujuuden σ_c , syvyyden ja huokoisuuden mukaan. Kuvasta näkyy myös yhteys kalliomassan kimmokertoimeen E_{max} (Syrjänen 2002)

5.3 Pultituksen mitoitus

Pulttien sekä muun lujituksen tarkempi mitoitus tehdään aina kohdekohtaisesti suunnittelijan toimesta. Pultituksen mitoituksessa lasketaan lujitettavassa kohteessa käytettävä pulttipituus ja / tai pultitusväli. Pulttien ja kallion yhteistoiminnalla on tarkoitus aikaan saada staattinen kokonaisuus (RIL-1 1987). Näin saadaan vähennettyä kalliolohkareiden liikehdintää ja ehkäistyä sortumia. Pulttien mitoitukseen vaikuttaa:

- kallion rakoilu
- kalliotilan poikkileikkaus
- kalliotilan muoto (leveys, korkeus)
- louhintatapa
- pultitusajankohta
- kalliossa olevan veden virtaus ja paine

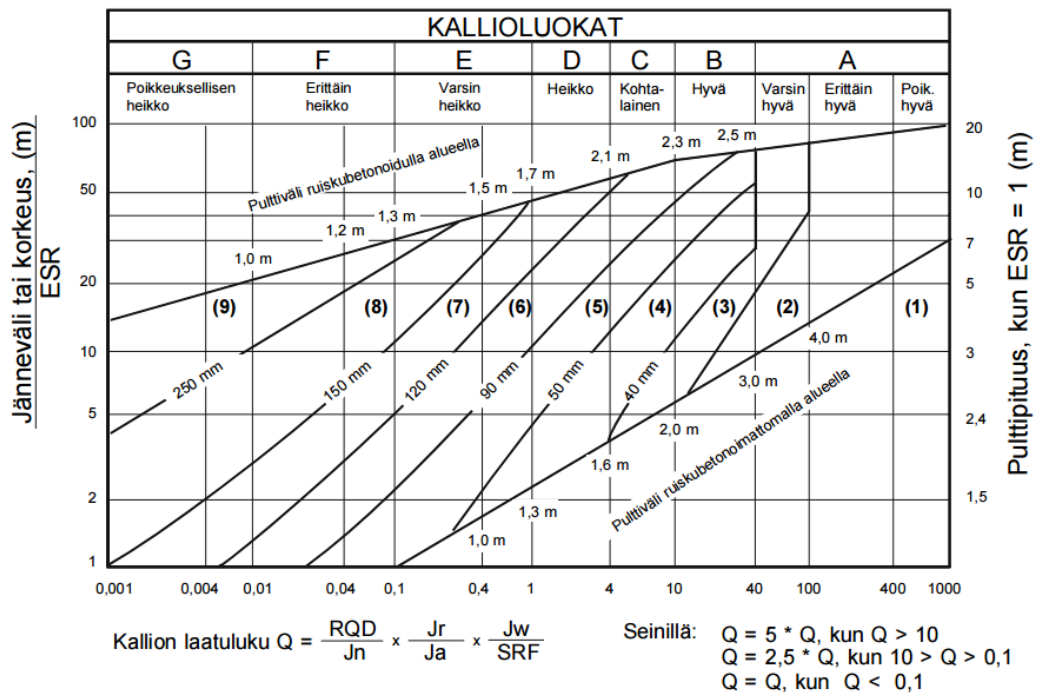
Pulttustavat voidaan jakaa hajapulttitukseen ja järjestelmäpulttitukseen eli systeemipulttitukseen. Hajapulttituksessa yksittäisien pulttien paikat, suunnat ja pituudet määritellään paikan päällä kohteessa. Vastaavasti systeemipulttituksessa pulttien mitoitus perustuu tutkimuksiin ja laskelmiin. Systeemipulttitusta käytetään yleensä vaikeissa lujitusolosuhteissa ja yleisesti kalliotiloissa joille asennetut pysyvyys- ja lujuusvaatimukset ovat korkeita. (RIL-1 1987)

Q-lukuun perustuva mitoitus

Kalliotilojen pultituksen ja muun lujituksen mitoitus perustuu yleensä Q-luokituksen mukaiseen empiiriseen mitoitukseen. (Syrjänen 2002) Kun kalliolle saadaan laskettua Q-luku ja lujitettavan kalliotilan muoto ja koko tiedetään, niin voidaan lukea kuvan 23 diagrammista kohteen lujituksessa tarvittavat pulttiväli sekä pulttipituus. Diagrammissa esiintyvä ESR-luku kuvaa louhittavan tilan tyyppiä ja sille asetettuja lujuus- ja pysyvyysvaatimuksia. ERS-luvut eri kalliotiloille niiden käyttötarkoituksen mukaan on esitetty kuvassa 22.

| Louhittavan tilan tyyppi | | ESR |
|--------------------------|---|----------|
| A | Väliaikaiset kaivos ym. tilat. | n. 3...5 |
| B | Pystykuilut: pyöreät | n. 2,5 |
| | suorakaiteen muotoiset | n. 2,0 |
| C | Pysyvät kaivosperät, vesivoimalatunnelit (ei suuripaineiset), tutkimustunnelit pilot tunnelit | 1,6 |
| D | Varastot, vedenpuhdistamot, pienet tie- ja rautatietunnelit, vesivoimalaitosten aaltoilutilat, ajotunnelit yms. | 1,3 |
| E | Voimalaitokset, suuret tie- ja rautatietunnelit, väestönsuojat, pääsisääkäynnit | 1,0 |
| F | Ydinvoimalaitokset, rautatieasemat, urheilu- ja yleisötilat, tehtaot yms. | 0,8 |
| G | Erittäin tärkeät kalliotilat joiden käyttöikä on pitkä, kaasuputkitunnelit | 0,5 |

Kuva 22. ERS-luvun määräytyminen kalliotilan tyyppin mukaan (Syrjänen 2002)



LUJITUSLUOKAT

- 1) Lujittamaton
- 2) Hajapultitus
- 3) Systemaattinen pultitus
- 4) Systemaattinen pultitus ja 40...100 mm raudoittamaton ruiskubetoni

- 5) Teräskuidulla vahvistettu ruiskubetoni, 50...90 mm ja pultitus
- 6) Teräskuidulla vahvistettu ruiskubetoni, 90...120 mm ja pultitus
- 7) Teräskuidulla vahvistettu ruiskubetoni, 120...150 mm ja pultitus
- 8) Teräskuidulla vahvistettu ruiskubetoni, >150 mm ja ruiskubetonoidut teräsbetonikaaret sekä pultitus
- 9) Valettu betonivuoraus

Kuva 23. Lujituksen mitoitus kallion Q -luvun mukaan (Syrjänen 2002)

Empiiriseen kokemukseen perustuvat mitoitusäännöt

Q-luokituksen lisäksi on myös muita empiiriseen kokemukseen perustuvia pultitusääntöjä. Näiden käyttöä voidaan jossain tapauksissa pitää hieman kyseenalaisena menettelynä, sillä ne eivät ota huomioon millään tavalla lujitettavan kohteen kalliomekaanisia ominaisuuksia. Kyseiset säännöt ovat enemmänkin periaatteellisia nyrkkisääntöjä.

Pulttipituuden L ja pulttivälin (s) suhteen on esitetty seuraavia empiirisiä arvoja: (Syrjänen 1993)

- Kalliorakentamisessa $L/s = 2$
- Kaivoksissa $L/s = 1,2 \dots 1,5$
- Hiilikaivoksissa $L/s = \text{min. } 0,5$ jännitetyille pulteille

Jos käytetään pultituksen lisäksi ruiskubetonointia, niin tällöin pulttiväli kasvaa 20... 40 %. Tällöin saadaan suhteet:

- Kalliorakentamisessa $L/s = 1,4 \dots 1,7$
- Kaivoksissa $L/s = 0,9 \dots 1,3$

Pulttipituudelle on myös esitetty kaava kalliotilan jännevälin tai korkeuden B :n ja lujitusluku ESR :n avulla:

$$L = 2 + 0,15 * \frac{B}{ESR} \quad (4)$$

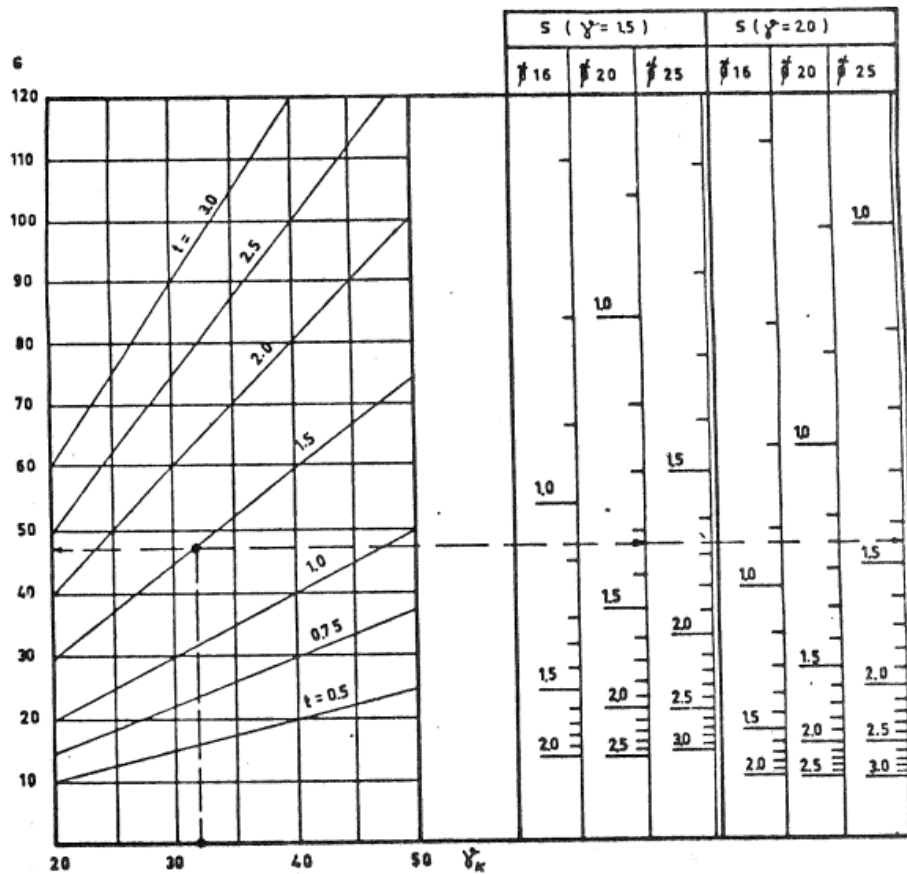
Mitoitus kokonaiskuormituksen avulla

Systeemipultituksessa kalliokattoa pultittaessa pulttiväli voidaan määrittää kuvan 24 nomogrammin avulla, jos voidaan arvioida pulteille kohdistuva kokonaiskuormitus. (Saanio, 1982) Tarvittava pulttiväli määräytyy seuraavasta kaavasta 5 nomogrammin arvojen pohjalta:

$$y_k * t * s^2 = A_s f_{sk} / \gamma \quad (5)$$

Jossa:

- y_k = Kallion tilavuuspaino
- t = Pultitettavan kalliokaton paksuus
- s = Pulttiväli
- A_s = Pultin poikkileikkausala
- f_{sk} = Pultin alempi myötöraja
- γ = Pultin vetolujuuden varmuuskerroin



Kuva 24. Pulttien mitoitusnomogrammi kokonaiskuormitusta käyttäessä (Saario 1982)

Mitoitettaessa pulttia leikkaukselle, saadaan sen kantokyky kaavasta (RIL-1 1987):

$$V_n = 0,8 * A_s * f_{sk} / \gamma \quad (6)$$

Leikkaukselle mitoitettu pultti tulee ankkuroida juottamalla ehjään kallioon tartuntapituuden l_b verran taulukon 2 mukaisesti.

Taulukko 2. Harjateräspulttien vähimmäistartuntapituudet juotoslaastin lujuuksille K25 ja K35 (RIL-1 1987)

| | Halkaisija 16 mm | Halkaisija 20 mm | Halkaisija 25 mm |
|-------------|------------------|------------------|------------------|
| l_b (K25) | 465 mm | 580 mm | 725 mm |
| l_b (K35) | 395 mm | 490 mm | 615 |

6. LASKENNALLISET ESIMERKIT

Tässä osiossa tarkastellaan kahden erilaisen esimerkkitapauksen avulla pultituksen mitoituksen teoreettista taustaa. Vaikka edellä kappaleessa 5 esitetyt menettelyt ovat yleispäteviä ja käytännössä hyväksi havaittuja mitoitusapoja, niin nyt puolestaan lasketaan kalliorakenteiden lujituksessa käytettäville pulteille teoreettiset reunaehdot eri tapauksissa, kun varmuudeksi sortumista vastaan halutaan 2,0.

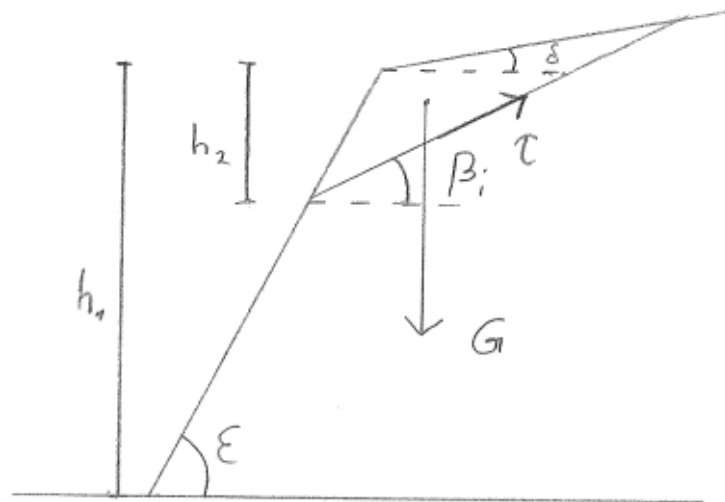
Koska pulttituennassa kalliopultti muodostaa yhteistyössä ympäröivän kalliomassan kanssa staattisesti vakaan rakenteen, niin on pultituksen laskennallisen mitoituksen edellytyksenä tuntea kalliomekaniikan perusteita. Näin ollen seuraavissa esimerkeissä tullaan myös esittelemään laskennan kannalta välttämätöntä kalliomekaniikkaa.

6.1 Kallioleikkauksen pultitus

Käsitellään aluksi tilanne, jossa kallioleikkauksessa sijaitseva irrallinen kallionlohko lujitetaan aktiivisella pulttituennalla. Pultti mitoitetään kahta eri tapausta tarkastellen:

- A) Pultti ei ole esijännitetty ja mitoitettu ainoastaan leikkaukselle
- B) Pultti on esijännitetty

Esimerkin 1 mitoitus tilanne on havainnollistettu kuvassa 25. Laskennan yksinkertaistamiseksi mitoitusta tarkastellaan kaksiulotteisesti xy-tasolla. Oletetaan, että lujitettava kallioseinä on kiviainekseltaan homogeenista sekä äärettömän pitkä. Lasketaan ensin, kuinka suuri rasitus yksittäiselle pultille kohdistuu, kun käytettävä pultitusväli on 3 metriä z-akselin suuntaisesti, jolloin kaikki xy-tasolta tuleva rasitus kohdistuu yhdelle pultille 3 metrin matkalta.



Kuva 25. Esimerkin 1 kallioleikkauksen mitoitus tilanne

Varmuuskertoimeksi kallioseinämän murtumista vastaan halutaan 2,0. Kuvassa 25 esiintyvät parametrit ovat listattu taulukossa 3. Kiviaineksen oletetaan olevan laadultaan keskivertoa ja sen tilavuuspaino $\gamma = 2,65 \text{ t/m}^3$. Kallioseinämän kaltevuus ε on 76° , eli seinämä on kaltevuudessa 4:1 ja sen kokonaiskorkeus h_1 on 15 metriä. Kyseinen kaltevuus on Liikenneviraston julkaiseman kallioleikkausten suunnitteluohjeen mukainen (Liikennevirasto, 2010).

Kohta A)

Lasketaan ensiksi kalliolohkon omapainosta syntyvän resultantin G suuruus yhden metrin levyiselle kaistaleelle (z-akselin suunnassa). Tämä saadaan laskettua kaavasta 7 (Wittke, 1990, s. 341) taulukon 3 arvoja hyödyntäen.

Taulukko 3. Kuvassa 25 esiintyvät arvot

| Selite | Symboli | Arvo | Yksikkö |
|---------|---------------|------|----------|
| Korkeus | h_2 | 5 | m |
| Kulma | β_i | 30 | ° (aste) |
| Kulma | δ | 10 | ° (aste) |
| Kulma | ε | 76 | ° (aste) |

$$G = \gamma * \frac{1}{2} \left(\frac{h_2}{\sin \varepsilon} \right)^2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta) \sin(\varepsilon - \beta_i)}{\sin(\beta_i - \delta)} \quad (7)$$

Kaavasta saadaan $G = 67,6 \text{ t/m}$. Kun tämä luku kerrotaan pulttivälin pituudella ($s = 3 \text{ m}$) ja putoamiskiihtyvyydellä $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, niin saadaan yhden pultin kannatteleman lohkon omapainosta aiheutuvan pystysuoran resultantin suuruus Newtonina:

$$3 \text{ m} * G * g = 3 \text{ m} * 67\,600 \text{ kg/m} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 1989,5 \text{ kN}$$

Trigonometrian avulla voidaan johtaa kuvasta 25 seuraavat kaavat G:n rakopinnan suuntaiselle ja kohtisuoralle komponentille:

Rakopintaa kohtisuora komponentti:

$$|G_n| = |G| * \cos(\beta_i) \quad (8)$$

ja rakopinnan suuntainen komponentti

$$|G_l| = |G| * \sin(\beta_i) \quad (9)$$

Komponenttien suuruudeksi saadaan $G_n = 1723,0$ kN ja $G_l = 994,8$ kN. Voimavektorit saadaan muutettua jännityksiksi kaavan 10 mukaisesti:

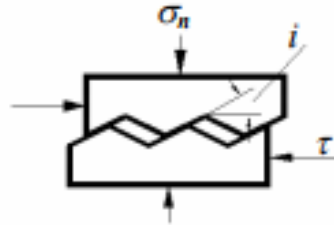
$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (10)$$

jossa σ jännitys, F voima ja A alue jolle voima jakaantuu. Käsitteillä olevassa kaksiulotteisessa tapauksessa rakopinnan alan A kaava voidaan johtaa trigonometrisesti kuvan 25 kulmia ja kalliolohkon korkeutta h_2 hyödyntäen kaavasta:

$$A = \frac{s * h_2 * (\sin(180^\circ - \epsilon + \delta))}{\sin(\epsilon) * \sin(\beta_i - \delta)} \quad (11)$$

jossa s on pulttiväli. Kaavoista 10 ja 11 saadaan $\sigma_n = 1723,0$ kN / $41,29$ m² = $41,73$ kPa ja $\sigma_l = 994,8$ kN / $41,29$ m² = $24,09$ kPa. Rakopinnalla vaikuttavan kitkakertoimen suuruus riippuu kallion kiviaineksesta, rakojen sileydestä sekä rakotäytteistä. Tässä esimerkissä oletetaan, ettei rakovälissä ole rakotäytettä.

Oletetaan kalliolaadun olevan kohtalaisen hyvä ja kivilajin esimerkiksi granodioriittia, joka on Suomessa yleinen kivilaji (Turunen 2017). Granodioriitille voidaan käyttää laskennassa keskimääräistä kitkakulmaa 34° (Lanaro ja Fredriksson, 2005)



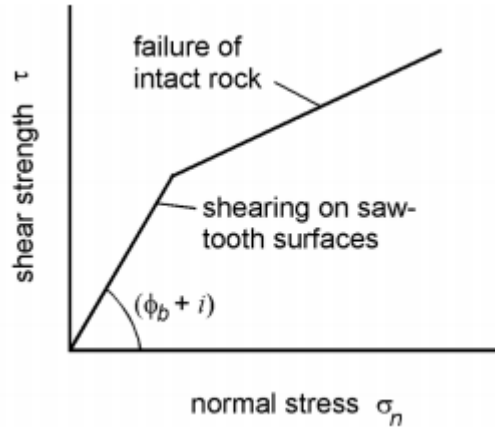
Kuva 26. Rakopinnan epätasaisuuden vaikutus kitkavoimaan (Hoek, Kaiser ja Bawden, 1998)

Kuvassa 26 on esitetty, kuinka rakopinnan rosoisuus vaikuttaa kalliolohkojen väliseen kitkaan. Koska kovissa kivilajeissa esiintyvät rakopinnat eivät koskaan ole täysin sileitä, niin täytyy tämä ottaa huomioon myös kitkavoimaa laskettaessa (Hoek, 2007). Seuraava yhtälöpari kuvaa kallioraonpinnan lepokitkavoiman muutosta pystyjännitysten kasvun seurauksena:

$$\tau_{res} = \sigma_n * \tan(\varphi + i), \text{ kun } \sigma_n \leq \sigma_{ns} \quad (12 \text{ a})$$

$$\tau_{res} = \sigma_n * \tan(\varphi_{IR}) + c_{IR}, \text{ kun } \sigma_n > \sigma_{ns} \quad (12 \text{ b})$$

jossa σ_n on rakopintaan vastaan kohtisuora komponentti (tässä tapauksessa G_n), i on rakopinnan rosoisuutta kuvaava kulma, φ_{IR} on lepokitkakerroin, c_{IR} koheesio ja σ_{ns} pystyjännitys jonka rakopinnan suuntainen komponentti ylittää kiven leikkauslujuuden (Wittke, 1990, s. 101). Kuvassa 27 on esitetty kuinka kitkavoiman kasvu normaalijännityksen funktiona muuttuu rakopinnan suuntaisen komponentin ylittäessä kiven leikkauslujuuden pisteessä σ_{ns} .




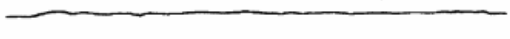








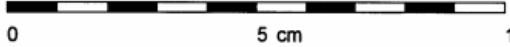
Kuva 27. Rakopinnan sahashampaisuuden murtuminen normaalijännityksen kasvun seurauksena (Hoek, 2007)

Voidaan ajatella, että kun pystysuuntaiset kuormitukset kasvavat riittävästi, niin tällöin kivimassan leikkauslujuus ylitetään, jolloin kalliorako muuttuu sileäksi ja liukumista vastustava tukivoima pienenee. Kaavaa 12 a voidaan käyttää, kun tunnetaan rakopinnan keskimääräinen rosoisuus, eikä pystyvoimasta aiheutuva rakopinnan suuntainen komponentti ylitä kivimassan leikkauslujuutta. Muissa tapauksissa käytetään kaavaa 12 b.

Kallionraon kitkavoima voidaan myös määrittää kaavan 13 mukaisesti. (Barton 2012) Kyseinen yhtälö on johdettu luonnon kalliolle tehtyjen empiiristen tutkimusten avulla ja se huomioi kallionraon muotoprofiilin.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (13)$$

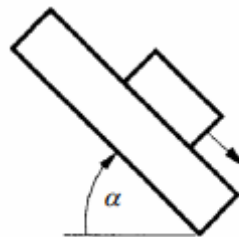
Kaavassa φ_r on kiviaineksen peruskitkakulma, σ_n normaali jännitys rakopinnalla, JRC kallion rakojen karkeutta kuvaava luku (esitelty kuvassa 28) ja JCS kiinteän kiviaineksen puristuslujuus (Wittke, 1990).

| | |
|---|---------------|
|  | JRC = 0 - 2 |
|  | JRC = 2 - 4 |
|  | JRC = 4 - 6 |
|  | JRC = 6 - 8 |
|  | JRC = 8 - 10 |
|  | JRC = 10 - 12 |
|  | JRC = 12 - 14 |
|  | JRC = 14 - 16 |
|  | JRC = 16 - 18 |
|  | JRC = 18 - 20 |
|  | |

Kuva 28. Rakopinnan profiilin vaikutus JRC-lukuun (Barton ja Choubey 1977)

JRC-luvun arvot voidaan määrittää myös kuvan 29 koejärjestelyn mukaisesti kaavaa 14 käyttäen (Barton ja Bandis, 1990):

$$JRC = \frac{\alpha - \varphi_r}{\log \left[\frac{JCS}{\sigma_n} \right]} \quad (14)$$



Kuva 29. Kaavan 14 mukainen koejärjestely (Barton ja Bandis, 1990), (Hoek ym 1998)

Koska rakopinnan muotoprofiilia ei tunneta, mutta se oletetaan suhteellisen sileäksi, niin käytetään tässä esimerkissä JRC-lukua 2. Kaavasta 13 saadaan $\tau = 36,89 \text{ kPa}$, kun $JCS = 228 \text{ MPa}$ (Jaeger ja Cook, 1971) ja $\varphi_r = 34^\circ$. Lähes vastaava tulos saadaan kaavasta 12 a rakopinnan rosoisuudesta johtuvan lisäkulman i ollessa 7° :

$$\tau_{res} = \sigma_n * \tan(\varphi + i) = 41,73 \text{ kPa} * \tan(34^\circ + 7^\circ) = 36,28 \text{ kPa}$$

Käytetään jatkossa kaavan 12 a mukaista tulosta laskennan yksinkertaistamiseksi.

Tallaisenaan ilman tuentaa varmuuskerroin sortumista vastaan on kaavan 15 mukaisesti:

$$n = \frac{\tau_{res}}{\sigma_l} = \frac{36,28 \text{ kPa}}{24,09 \text{ kPa}} = 1,506 \quad (15)$$

Varmuuskerroin saadaan myös suoraan kitkakulman φ ja rakopinnan jyrkkyyden β_i avulla kaavasta (Wittke, 1990 s.357):

$$n = \frac{\tan(\varphi + i)}{\tan(\beta_i)} \quad (16)$$

Kaavoja 6, 10 ja 15 käyttäen voidaan johtaa yhtälö tuentaan tarvittavan pultin säteelle kun, pultti on asennettu kohtisuoraan rakopintaan vasten:

$$r = \sqrt{\frac{A * \left(n - \frac{\tau_{res}}{\sigma_l}\right) * \sigma_l}{0,8 * \pi * \left(\frac{f_{sk}}{y}\right)}} \quad (17)$$

jossa A yhden pultin kannatteleman kalliolohkon osan rakopinnan ala, n haluttu varmuuskerroin, f_{sk} pultin alempi myötöraja ja y pultin vetolujuuden varmuuskerroin. Käytetään esimerkkilaskennassa pulttityyppinä juotettua harjaterästankoa A500HW. Kaavasta 17 saadaan:

$$r = \sqrt{\frac{41,29 \text{ m}^2 * \left(2,0 - \frac{36,28 \text{ kPa}}{24,09 \text{ kPa}}\right) * 24,09 \text{ kPa}}{0,8 * \pi * \left(\frac{500\,000 \text{ kPa}}{2,0}\right)}} = 0,0280 \text{ m} = 28,0 \text{ mm}$$

Käytännössä sama tuentavaikutus saadaan viidellä 25 mm halkaisijaltaan olevalla A500HW harjateräksestä valmistetulla pultilla.

Kohta B)

Käsitellään seuraavaksi tapausta, jossa kohdassa A esitelty kaltainen kalliolohkare tuetaan esijännitetyjä kalliopultteja käyttäen. Varmuuskertoimen sortumista vastaan kuvan 25 kaltaisessa tapauksessa, jossa kalliolohkoon kohdistetaan ulkoinen tuentavoima, saadaan kaavasta (Wittke, 1990 s. 343):

$$n = \frac{|G| \cdot \cos \beta_i \cdot \tan \varphi + |A_n| \cdot \tan \varphi + |A_t|}{|G| \cdot \sin \beta_i} \quad (18)$$

Jos tuennassa käytetään kallionseinämää kohtisuoraan asennettavia pultteja, niin tarvittava tuentavoima voidaan laskea kaavalla 19. Kaava on johdettu kaavoista 12 a, 18 ja kuvan 25 trigonometriasta hyödyntäen.

$$A_F = \frac{G \cdot (n \cdot \sin(\beta_i) - \cos(\beta_i) \cdot \tan(\varphi + i))}{(\cos(\varepsilon - \beta_i) \cdot \tan(\varphi + i) + \sin(\varepsilon - \beta_i))} \quad (19)$$

Kaavassa 19 A_F on tarvittava tuentavoima, n haluttu varmuuskertoimen sortumista vastaan, φ kitkakulma, i rakopinnan epätasaisuutta kuvaava kulma ja kulmat ε ja β_i saadaan kuvasta 25. Kun haluttu varmuuskertoimen on 2,0, niin tarvittavaksi tuentavoimaksi saadaan A-kohdan arvoja käyttäen:

$$A_F = \frac{1989,5 \text{ kN} \cdot (2,0 \cdot \sin(30^\circ) - \cos(30^\circ) \cdot \tan(34^\circ + 7^\circ))}{(\cos(76^\circ - 30^\circ) \cdot \tan(34^\circ + 7^\circ) + \sin(76^\circ - 30^\circ))} = 371,6 \text{ kN}$$

Nyt voidaan kaavoista 5 ja 10 käyttäen mitoittaa tuennassa käytettävä esijännitetty pultti sille kohdistuvalle kokonaiskuormitukselle. Saadaan johdettua kaava tarvittavan pultin säteelle:

$$r = \sqrt{\frac{A_F \cdot y}{f_{sk} \cdot \pi}} \quad (20)$$

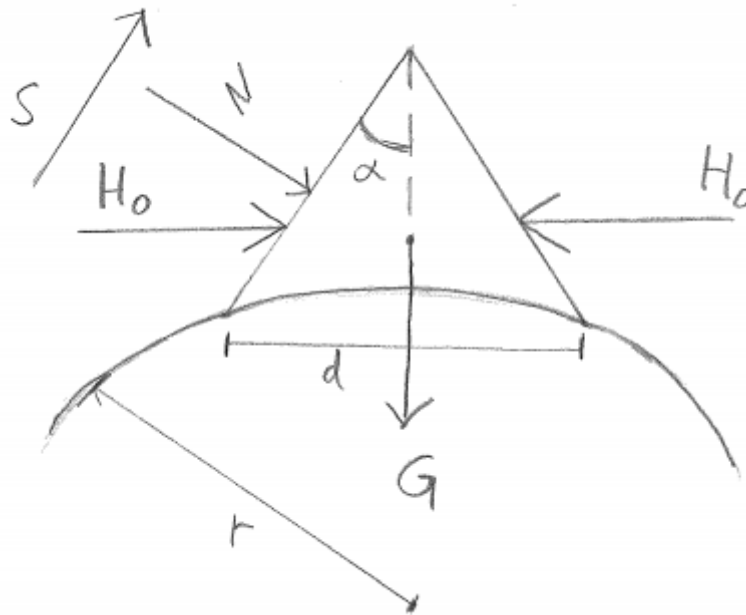
jossa A_F on tarvittava tuentavoima, y on pultin vetolujuuden varmuuskertoimen, f_{sk} teräksen alempi myötöraja. Kun käytetään pultin mitoituksessa A500HW harjaterästä, niin kaavasta 20 saadaan:

$$r = \sqrt{\frac{371,6 \text{ kN} \cdot 2,0}{500\,000 \text{ kPa} \cdot \pi}} = 0,0218 \text{ m} = 21,8 \text{ mm}$$

Vastaavanlainen tuentavaikutus aikaansaadaan kolmella halkaisijaltaan 25 mm olevalla A500HW harjateräspultilla, jotka on asennettu samassa kulmassa kuin edellä esitetyssä laskennassa oletettiin.

6.2 Tunnelin katon pultitus

Tarkastellaan toisessa mitoitusmerkissä tilannetta, jossa kallioon louhitaan poikkileikkaukseltaan ympyrän muotoinen tunneli. Mitoitetaan tunnelin katossa olevan irrallisen kalliolohkon lujitus, niin että varmuuskertoimeksi saadaan 2,0. Käytetään lujituksessa juotettua harjateräspulttia.



Kuva 30. Esimerkin 2 mitoitus tilanne, tunnelin katossa oleva kiilamainen kallionlohkare

Kuvassa 30 on esitetty edellä kuvattu mitoitus tilanne. Louhittavan tunnelilinjauksen katon taso sijaitsee 15 metrin syvyydellä peruskalliossa. Tunnelin säde on 4 metriä. Kiviaineksen oletetaan olevan kauttaaltaan homogeenista ja rapautumatonta.

Laskennan yksinkertaistamiseksi oletetaan, ettei kalliossa ole rakotäyhteitä eikä kalliovedestä aiheutunut rakopaine ole merkityksellinen. Lisäksi kaikki rakopinnat ovat täydessä kontaktissa toisiinsa.

Lujitusta vaativa kallionlohkare on xy-tason poikkileikkaukseltaan tasakylkinen kolmio ja xz-tason suuntaisesti tasasivuinen neliö, joten sen omapainosta aiheutunut voima saadaan kaavasta 21. Laskennan yksinkertaistamiseksi tunnelin katon kaarevuus oletetaan merkityksettömäksi lohkarren kokonaistilavuuden kannalta.

$$G = \frac{d^3}{4 \tan(\alpha)} * g * \gamma \quad (21)$$

jossa d on lohkareen leveys, g putoamiskiihtyvyys $9,81 \text{ m/s}^2$ ja γ tilavuuspaino. Kun lujitettavan kalliolohkon särmän pituus on 2 metriä, niin kaavasta 21 saadaan:

$$G = \frac{(3 \text{ m})^3}{4 * \tan(30^\circ)} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2,65 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 90,1 \text{ kN}$$

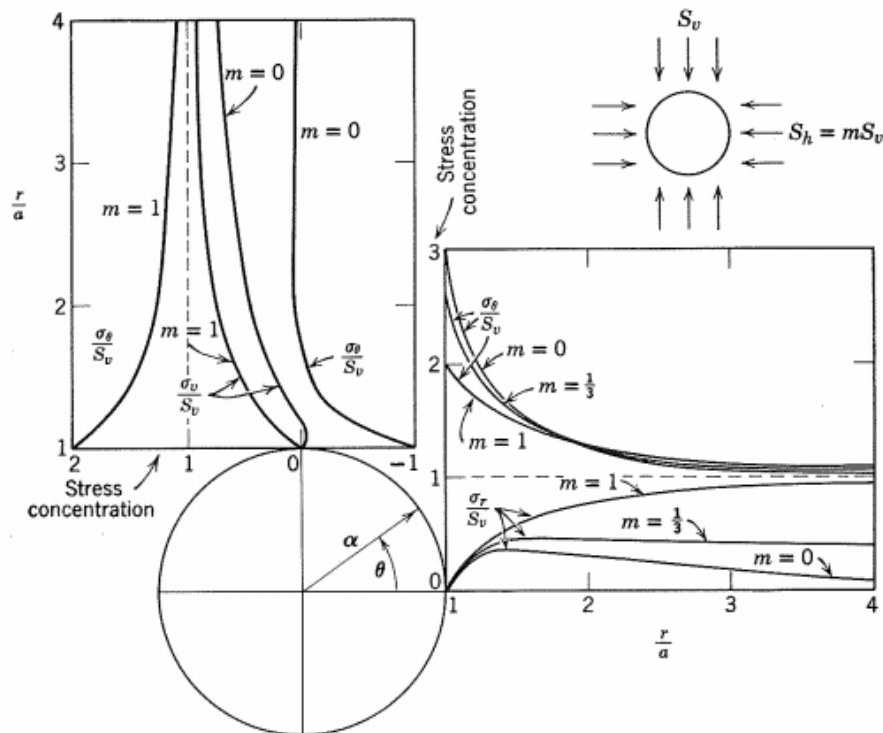
Kaavoista 22 a, 22 b ja 22 c voidaan laskea poikkileikkaukseltaan ympyrän muotoisen tunnelin jännitysjakauma louhitun tilan ympäristössä:

$$\sigma_r = \left(\frac{S_h + S_v}{2} \right) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \left(\frac{S_h - S_v}{2} \right) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (22 \text{ a})$$

$$\sigma_\theta = \left(\frac{S_h + S_v}{2} \right) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \left(\frac{S_h - S_v}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (22 \text{ b})$$

$$\tau_{r\theta} = \left(\frac{S_h - S_v}{2} \right) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin \theta \quad (22 \text{ c})$$

jossa σ_r on säteen suuntainen jännitys, σ_θ tangentialinen jännitys, $\tau_{r\theta}$ leikkauslujuus, a louhitun tunnelin säde, r etäisyys tunnelin keskipisteestä, S_h vaakajännitys ja S_v pystyjännitys. (Obert, Duvall 1967) Kulma θ on esitetty kuvassa 31. Samassa kuvassa



Kuva 31. Kallioon louhitun tunnelin tangentialisten ja säteensuuntaisten jännityksien muutos etäisyyden funktiona eri horisontaalisilla jännityksillä (Obert, Duvall 1967)

esitetään myös kuinka tangentialiset ja säteen suuntaiset jännitykset muuttuvat r/a suhteen muutoksena.

Yleensä pystysuuntaisen ja vaakasuuntaisen jännityksen välinen suhde voidaan esittää poissonin luvun ($= \nu$) avulla kaavasta 23 (Obert, Duvall 1967). Kuitenkin kuten edellä luvussa 2.5 on todettu, niin Suomessa vaakasuuntaisten ja pystyjännitysten välinen suhde on yleensä 2,0–2,5.

$$S_h = S_v \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \quad (23)$$

Esimerkiksi poissonin luvulla $1/3$, joka pätee täysin isotrooppiselle aineelle (Salmi, Pajunen, 2010), kaavasta 23 saadaan vaaka- ja pystyjännitysten väliseksi suhteeksi 0,5. Huomataan, ettei tämä tulos ole linjassa Suomessa mitattujen jännityksien kanssa. Hyödynnetään tämän esimerkin laskennassa mitattuja tuloksia, eli oletetaan vaaka- ja pystyjännitysten väliseksi suhteeksi 2,0.

Vaikka suomessa on paikoin mitattu hyvinkin korkeita vaakajännityksiä 10–20 m syvyydellä kallion pinnasta (luokkaa 5-10 MPa), niin käytetään tästä huolimatta laskennassa vaaka- ja pystyjännitysten välisenä suhteenä 2,0, kun pystyjännitykset kasvavat suoraan kalliontilavuuspainon mukaan (Vuorimiesyhdistys, 1981). Tätä korkeampia vaakajännityksiä käytettäessä tunnelin katossa olevien kallion lohcareiden varmuuskerroin voi kasvaa vaakasuuntaisen puristuksen aiheuttamasta kiilautumisesta johtuen.

Tunnelin katossa vaakasuuntaisessa puristuskentässä olevan kiilamaisen kalliolohkareen varmuuskerroin saadaan laskettua kaavasta:

$$n = \left| \frac{2S \cos \alpha}{2N \sin \alpha + G} \right| \quad (24)$$

jossa S on leikkausvoima, N kalliolohkareen pintaa kohtisuoraan oleva normaalivoima ja G lohcareen painosta johtuva resultantti. (Asadollahi, Tonon 2010) Leikkausvoima S ja normaalivoima N saadaan laskettua kaavoista 25 a ja 25 b kitkakulmaa φ ja kulmaa α käyttäen.

$$N = \frac{H_0(k_s \cos^2 \alpha + k_n \sin^2 \alpha) \cos \varphi}{k_s \cos \alpha \cos \varphi + k_n \sin \alpha \sin \varphi} \quad (25 \text{ a})$$

$$S = \frac{H_0(k_s \cos^2 \alpha + k_n \sin^2 \alpha) \sin \varphi}{k_s \cos \alpha \cos \varphi + k_n \sin \alpha \sin \varphi} \quad (25 \text{ b})$$

Kun normaalivoiman ja leikkausvoiman suuntaisten muodonmuutoskertoimien välinen suhde k_n/k_s on 1, niin kaavat 24, 25 a ja 25 b supistuvat muotoon:

$$n = \frac{2H_0 \sin(\varphi) \cos(\alpha)}{2H_0 \cos(\varphi) \sin(\alpha) + G \cos(\alpha - \varphi)} \quad (26)$$

Horisontaalisen jännityksen H_0 resultantin suuruus voidaan laskea integroimalla kaava 22 b kalliolohkareen zy-tason alan ylitse (Thirukumaran, Indraratna, Brown ja Kaiser, 2015).

Tässä esimerkissä kalliolohkareen zy-tason ala on muodoltaan d - ja $\frac{\sqrt{3}}{2}d$ - sivuinen suorakulmio, joten saadaan:

$$H_0 = d \int_a^{a+b} \sigma_\theta dr = d \int_a^{a+\frac{\sqrt{3}}{2}d} \left(\frac{S_h+S_v}{2} \right) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - \left(\frac{S_h-S_v}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta dr \quad (27)$$

ja kun kaavaan 27 sijoitetaan taulukon 4 arvot, niin saadaan:

$$H_0 = 3476,6 \text{ kN}$$

Taulukko 4. Jännityksen laskennassa kaavassa 27 käytetyt arvot

| Selite | Symboli | Arvo |
|--------------------------|----------|------------|
| Pystysuuntainen jännitys | S_v | 390 kPa |
| Vaakasuuntainen jännitys | S_h | 780 kPa |
| Tunnelin säde | a | 4 m |
| Lohkareen sivumitta | d | 2 m |
| Suuntakulma | θ | 90° |

Nyt kaavasta 26 saadaan varmuuskertoimeksi ilman ulkoista tuentaa $n = 1,133$, kun käytettävä kitkakulma on $\varphi = 34^\circ$. Varuuskertoimeksi sortumista vastaan halutaan 2,0 ja koska kallionlohkare pysyy tunnelin katossa ilman ulkoista tuentaa vallitsevasta jännitystilasta johtuen, niin voidaan pulttituennassa käyttää passiivista pulttituentaa.

Passiivisesta pulttituennasta tulee aktiivinen kallion liikkeen seurauksena (RIL 2014). Tässä esimerkissä tämä tarkoittaa kalliolohkareen vapautumista ympäröivästä jännitystilasta, jolloin se pääsee liikahtamaan painovoiman seurauksena. Käytännössä pultti kannattelee tällöin ainoastaan kalliolohkareen omapainosta aiheutuneen kuorman, sillä ympäröivän kallion jännitystilasta johtuvan, putoamissuuntaan kohdistuvan normaalivoiman resultantti häviää rakopintojen irtaantumisen seurauksena.

Niinpä tarvittava pultin säde voidaan ratkaista kaavasta 20, kun A_F tilalle sijoitetaan $G \cdot n$:

$$r = \sqrt{\frac{Gn \cdot y}{f_{sk} \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{90,1 \text{ kN} \cdot 2,0 \cdot 2,0}{500\,000 \text{ kPa} \cdot \pi}} = 0,0151 \text{ m} = 15,1 \text{ mm}$$

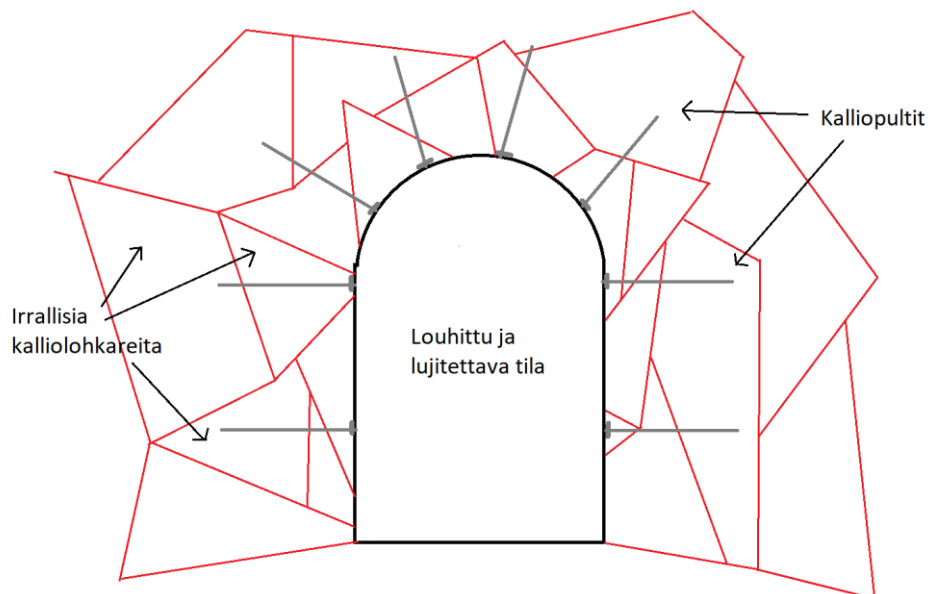
Haluttu tuentavaikutus saadaan siis yhdellä 32 mm halkaisijaltaan olevalla harjateräspultilla.

7. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Suomen kallioperä on yleispiirteiltään varsin vanhaa ja rakentamisen kannalta suotuisaa. Se kuuluu prekambriseen peruskallioalueeseen, joka muodostui noin 4 600–570 miljoonaa vuotta sitten, ollen näin Euroopan vanhinta. (Turunen 2017) Kallioperämme paksuus voi olla paikoin jopa 230 km paksu.

Kalliomassa ei koskaan ole täysin homogeenista ja sen laatu määräytyy kiviaineksen ominaisuuksien, kallion rikkonaisuuden ja kallion muuttuneisuuden mukaan. Kuitenkin kallion lujittamisen tarpeen arvioinnin kannalta olennaisinta on saada käsitys lujitettavan kalliomassan rikkonaisuudesta, sekä kalliossa vaikuttavasta jännitystilasta (Korhonen ym. 1974). Kallion rakoilu on seurausta kalliossa vallitsevasta jännitystilasta (RIL-1 1987).

Suomen kallioperä on jännitysmittausten mukaan voimakkaassa vaakapuristuksessa, ja jo 10–20 m syvyydellä kallion pinnasta suurin vaakapuristus on keskimäärin 5–10 MPa. (Vuorimiesyhdistys 1981) Kallion pystyjännitykset puolestaan kasvavat yleensä suoraan syvyyden lisääntyessä kallion omamassan mukaan. Keskimääräinen vaaka- ja pystyjännityksen suhde σ_{H1}/σ_v on yleensä luokkaa 2,0 – 2,5.



Kuva 32. Kalliopultituksen periaatteellinen toiminta

Kalliopultituksen käytöllä voidaan mekaanisesti vahvistaa rikkonaista kalliota sitomalla irrallisia kalliolohkoja toisiinsa, muodostaen näin staattisesti vakaan rakenteen, joka kestää siihen kohdistuvan kuormituksen. (RIL 2014) Kalliopultit voidaan jakaa aktiivisiin

ja passiivisiin pultteihin toimintatapansa perusteella. Aktiivisilla pulteilla tuentavaikutus on välitön ja passiiviset pultit ovat jännittämättömässä tilassa kallion muodonmuutokseen asti.

Pultit asennetaan yleensä kallion rakoja leikkaavasti sitomaan kalliolohkoja toisiinsa tai vastaavasti kohtisuoraan kalliopintaa kohden. Pultin sijainti saa poiketa korkeintaan 150 mm ja pultin asennuskulma saa poiketa korkeintaan 7 astetta suunnitelman mukaisesta suunnasta. (RIL 2014) Pultitustyöt hoidetaan Suomessa vielä nykyisin ainakin osittain manuaalisesti, mutta pultituksen mekanisoinnilla voitaisiin lisätä työn työturvallisuutta, vähentää työn fyysistä rasittavuutta sekä lisätä työtehoa (RIL-2 1987).

| | Harjateräspultti | Lasikutupultti | Yhdistelmäpultti | Porapultti | Mekaanisesti paisutettava kitkapultti | Hydraulisesti paisutettava kitkapultti | Jännepunospultti | Juotettu kiila-ankkuroitu pultti |
|--|------------------|----------------|------------------|-----------------------|---------------------------------------|--|------------------|----------------------------------|
| Korroosionkestävyys (pinnoittamaton / pinnoitettu) | ** / *** | *** | ** / *** | ** / ** ¹⁾ | * / * | * / * | * / ** | ** / *** |
| Kyky kestää suuria kallion liikuntoja | * | * | * | * | *** | * | ** | * |
| Asennettavuus rikkonaiseen kallioon | ** | ** / *** | ** | *** | *** | *** | ** | ** |
| Lujitusvaikutuksen nopeus | * | * | *** | * | *** | *** | * | *** |
| Asennettavuus eri läpimittaisiin porareikiin | *** | *** | * | *** | * | *** | *** | * |
| Vaikutus louhinnan nopeaan etenemiseen | * | * | *** | * | *** | *** | * | *** |
| Vaikutus louheen jatkokäsittelyssä (pultit louheen seassa) | * | *** | * | * | ** | ** | * | * |

¹⁾ pinnoite mahdollisesti vaurioituu porauksessa

Kuva 33. Yhteenveto eri pulttityyppien toiminnasta (RIL 2014)

Kuvassa 33 on esitetty yleisimmät kalliopultit ja yhteenveto niiden ominaisuuksista. Pultteihin voidaan tarvittaessa tehdä korroosiosuojaus, mutta kaikkein vaativimmissa olosuhteissa on syytä harkita ruostumattoman tai haponkestävän pulttimateriaalin käyttöä. Olosuhteiden vaatiessa teräspulttien korroosiosuojaus voidaan toteuttaa käyttäen kuumasinkitystä tai märkämaalausta. Erityisesti merivedelle tai kemikaaleille altistuessaan on suojaamaton pultti korroosiolle hyvin altis. (RIL 2014)

Kalliopultitus on yleisin kallion lujitustapa Suomessa, mutta käytettävissä on myös muita menetelmiä, kuten ruiskubetonointi ja erinäiset tukirakenteet. Ruiskubetonointi on kalliopultituksen kanssa käytettynä yleinen lujitustapa. Ruiskubetonoinnissa betonimassan seassa käytetään monesti kuituainesta erillisten teräsverkkojen sijasta parantamaan betonin veto- ja iskukestävyyttä. (RIL-2 1987)

Kalliorakennuskohteen lujituksen mitoitus tapahtuu aina tapauskohtaisesti suunnittelijan toimesta. Lujitettavan kohteen kallion laatua voidaan kuvata esimerkiksi rakennusgeologisella kallioluokituksella, jossa kalliolaatu määräytyy kiviaineksen ja rakoilun ominaisuuksien perusteella. Kalliotilojen pultituksen ja muun lujituksen mitoitus perustuu yleensä Q-luokituksen mukaiseen empiiriseen mitoitukseen. (Syrjänen 2002)

Johtopäätökset

Irrallisten kallionlohkareiden lujitukseen kalliopultitus on lähtökohtaisesti yksinkertaisin ja usein myös toimivin lujitustapa. Vaikka kalliotiloja on pultitettu hyvällä menestyksellä jo vuosikymmeniä, niin pultin ja kalliomassan välinen mekaaninen toiminta on vielä nykyiselläänkin huonosti tunnettu.

Pultituksen tarkka ja tapauskohtainen mitoitus kalliomekaniikan keinoin on useimmissa tapauksissa tarpeetonta, sillä kokemukseen perustuvien kalliotilojen lujitus/mitoitushojien noudattaminen tuottaa monesti lähes vastaavan lopputuloksen. Kuitenkin haasteellisemmissä tapauksissa yleisen normin mukaisen lujituksen riittävyys on syytä mitoittaa suunnittelijan toimesta. Näissä tapauksissa kalliotilojen analysoimiseen käytetään tietokonepohjaisia elementtimenetelmään perustuvia laskentaohjelmia.

Kalliotilojen lujituksen mitoituksessa lähtökohtana ei ole niinkään lujituksen optimoinnista seuraavien marginaalisten kustannussäästöjen saavuttaminen, vaan enemmänkin varmuus kalliotilan turvallisuudesta ja pysyvyydestä. Varsinkin tilat joissa oleskelee ihmisiä, omaavat suuret vaatimukset käyttöturvallisuuden puolesta.

Kalliomekaniikan teorian syvällinen tuntemus ei siis ole tavanomaisten rakennuskohteiden kohdalla välttämätöntä, mutta kuitenkin haasteellisemmissä olosuhteissa rakennettaessa, on ymmärrys kalliomassan toiminnasta kokonaiskuvan hahmottamisen kannalta hyvin arvokasta.

Kun rakennuskanta tiivistyy ja maanalaisten tilojen rakentaminen lisääntyy, niin joudutaan yhä useammin haasteellisemmän kalliooperän kanssa tekemisiin. Tällöin tietämys maamme kalliooperän erikoispiirteistä ja syvällinen ymmärrys kalliomassan ja ulkoisen lujituksen välisestä toiminnasta tulee olemaan ratkaisevassa asemassa kalliorakentamisen kehityksen kannalta.

LÄHTEET

- Alibaba.com. (2017). China Pretec rebar bolt for underground construction. Saatavissa: https://www.alibaba.com/product-detail/China-Pretec-rebar-bolt-for-underground_60036761943.html (Viitattu 26.6.2017)
- Antikainen, J. (1988). Kalliopulttien valinta. Lisensiaatintyö. Teknillinen korkeakoulu.
- Asadollahi, P. Tonon, F. (2010). Definition of factor of safety for rock blocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 47 (2010) 1384–1390.
- Atlas Copco. (2017). Rock Reinforcement, second edition. Atlas Copco Rock Drills, Sweden.
- Atlas Copco. (2017). AtlasCopco.com > Mining & rock excavation > Rock bolting rigs > Boltec E. Saatavissa: <https://www.atlascopco.com/fi-fi/mrba/products/rock-reinforcement/rock-bolting-rigs/boltec-e> (Viitattu 30.7.2017)
- Barton, N.. (2012). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 5 (2013) 249–261.
- Barton, N. R. & Choubey, V.. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10(1-2), 1-54.
- Barton, N. R. & Bandis, S. C.. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
- Cai, Y., Esaki, T. & Jiang, Y.. (2004). A rock bolt and rock mass interaction model. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 41 (2004) 1055–1067.
- DIY Trade. (2017). FRP Fiberglass Self-drilling Hollow Bolt/Bar Used in Tunnel Support Saatavissa: http://www.diytrade.com/china/pd/11145767/FRP_Fiberglass_Self_drilling_Hollow_Bolt_Bar_Used_in_Tunnel_Support.html (Viitattu 26.6.2017)

Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, Vol. 23, No. 3, 1983, pp. 187-223.

Hoek, E.. (2007). *Practical Rock Engineering*.

Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F.. (1998). Support of underground excavations in hard rock. Published by A.A. Balkema January 1998.

Jaeger, C.. (1972). *Rock mechanics and engineering*. Cambridge at the University Press 1972.

Jaeger, J. C. & Cook, N. G. W.. (1971). *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman and Hall. London 1971.

Jumikis, A. R.. (1983). *Rock Mechanics*. Second Edition 1983. Trans tech publications.

Korhonen, K-H., Gardemeister, R., Jääskeläinen, H., Niini, H. & Vähäsarja, P., VTT. (1974). *Rakennusalan kallioluokitus*. Valtion teknillinen tutkimuslaitos VTT.

Lanaro, F. & Fredriksson, A.. (2005). *Rock Mechanics Model – Summary of the primary data*. Preliminary site description Forsmark area – version 1.2. Saatavissa: <http://www.skb.se/publikation/1107184/R-05-83.pdf> (Viitattu 22.10.2017)

Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T. & Christiansson, R.. (2003). An overview of rock stress measurement methods. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 40 (2003) 975–989.

Liikennevirasto. (2010). *Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu*. Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Liikennevirasto. Saatavissa: julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf3/lo_2010-09_tiepenkereiden_ja_web.pdf (Viitattu 12.10.2017)

Niini, H., Uusinoka, R. & Niinimäki, R.. (2007). *Geologia ympäristötoiminnassa*. Rakennusgeologinen yhdistys.

Obert, L. & Duvall, W. I.. (1967). *Rock Mechanics and the desing of structures in rock*. John Wiley & Sons, Inc.

Petrow, S.. (2014). Ruiskubetonointi ja sen mahdollisuudet. Betoniteollisuus ry. Saatavissa: <http://docplayer.fi/80025-Ruiskubetonointi-ja-sen-mahdollisuudet.html> (Viitattu 9.7.2017)

Pimentel, E., Papakonstantinou, S. & Anagnostou, G.. (2011). Numerical interpretation of temperature distributions from three ground freezing applications in urban tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 28 (2012) 57–69.

RIL, Suomen rakennusinsinöörien liitto. (1987). RIL 154-1 Tunneli ja kallionrakennus 1. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y., Helsinki 1987. Otapaino, Espoo 1987.

RIL, Suomen rakennusinsinöörien liitto.(1987). RIL 154-2 Tunneli ja kallionrakennus 2. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y., Helsinki 1987. Otapaino, Espoo 1987.

RIL, Suomen rakennusinsinöörien liitto. (2014). RIL 266–2014 Kalliopultitusohje. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

Rummel, F., Klee, G. & Weber, U.. (2002). Rock stress measurements by means of hydraulic fracturing in Borehole. KOV01, Oskarshamn, Sweden, SKB, IPR-02-01.

Saario, V.. (1982). Lujuustarpeen arviointi ja lujittamiseen liittyvät laskelmat. Insinöörijärjestöjen koulutuskeskus INSKO.

Salmi, T. & Pajunen, S.. (2010). Lujuusoppi. Pressus Oy, Tampere.

SFS 1265. (1981). Jänneteräs. Jännepunos, vähärelaks. Suomen standardisoimisliitto. 6 s.

SFS 1268. (2010). Betoniteräksset. Hitsattava kuumavalssattu harjatanko B500B. Suomen standardisoimisliitto. 25 s.

Syrjänen, P., TKK. (1993). Maanalaisten tilojen kalliomekaanisen suunnittelun perusteet.

Syrjänen, P., Gridpoint Finland Oy. (2002). Kallion laatuluokitus.

Thirukumaran, S., Indraratna, B., Brown, E. T. & Kaiser, P. K.. (2015). Stability of a Rock Block in a Tunnel Roof Under Constant Normal Stiffness Conditions. Springer-Verlag Wien 2015.

Tielaitos. (1994). Tielaitoksen selvityksiä 30/1994, Kallioleikkaukset, Geokeskus.

Turunen, M. (2017). Suomen kallioperä. Geologia.fi.

Saatavissa: <http://www.geologia.fi/index.php/2011-12-21-12-30-30/2011-12-21-12-39-11/2011-12-21-12-39-38/suomen-kallioperä> (Viitattu 18.3.2017)

Turunen, M. (2017). Magmakivien luokittelu. Geologia.fi.

Saatavissa: <http://www.geologia.fi/index.php/2011-12-21-12-30-30/2011-12-21-12-40-22/magmakivien-luokittelu> (Viitattu 22.10.2017)

Vuorimiesyhdistys. (1981). Jännitysmittaukset Suomessa. Raportti 64 A, 1981. Vuorimiesyhdistys.

Wittke, W.. (1990). Rock Mechanics. Theory and Applications with Case Histories. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1990.